

ARMIRTER BETON.

1909. MÄRZ.

INHALT:

- Zur Hauptversammlung des Vereins deutscher Portland-Zementfabrikanten und des Deutschen Beton-Vereins. S. 77.
- Deutscher Beton-Verein. Tagesordnung für die XII. Hauptversammlung. S. 78.
- Ein Gasbehälterbau in Eisenbeton von 110000 cbm Fassungsraum. Von Reg.-Bmstr. und Privatdozent W. Gehler (Dresden). S. 79.
- Die Prüfung von Eisenbetonmasten der deutschen Schleuder-Röhrenwerke zu Meißen a. Elbe. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 88.
- Die Einwirkung von Moor- und Grundwasser auf Beton. Von Dr. Erich Stephan (Steglitz). S. 95.
- Neue Versuche mit Eisenbetonsäulen und -Balken. Von E. Probst. (Schluß von S. 44.) S. 99.
- Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. Von Oberingenieur Hart (Berlin). S. 107.
- Altes und Neues aus der Zementindustrie. Von Prof. Dr. Rudolf Dietz (Dresden). S. 120.
- Die Eisenbetonkuppel der Friedrichstraßenpassage Berlin. Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg). S. 123.
- Verfahren zur Herstellung wasserdichter trogförmiger Betonkörper für Untergrundbahnen oder ähnliche Bauwerke (D. R.-P. 206 878). S. 124.
- Belastungsproben mit Simplex-Betonpfählen. Von Ing. H. Burchartz (Groß-Lichterfelde W.). S. 127.
- Die neueren Bestrebungen des Verbandes der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine und das Studium der Bauingenieurwissenschaften an den deutschen Technischen Hochschulen. Von Prof. M. Foerster (Dresden). S. 129.
- Betrachtungen zum Submissionswesen. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin). S. 133.
- Literaturschau. Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 136.
- Selbstanzeigen. S. 148.
- Mitteilungen über Patente. S. 150. — Verschiedene Mitteilungen. S. 151. — Bücherbesprechungen. S. 151. — Neue Bücher. S. 152.

ZUR HAUPTVERSAMMLUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-ZEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.

In den Tagen vom 8. bis 12. März halten der Verein deutscher Portland-Zement-Fabrikanten und der Deutsche Beton-Verein in Berlin ihre Hauptversammlungen ab, beides Gemeinschaften, welche unserer Zeitschrift fachlich nahe stehen, und denen wir daher unsern Gruß entbieten!

Möge die diesjährige Verhandlung wie alle vorhergegangenen dazu beitragen, dem Zement und Beton ihre beherrschende Stellung in dem baulichen Schaffen der Gegenwart zu sichern, sowie die wissenschaftliche Erkenntnis zu fördern und zu neuen Forschungen anzuregen.

In welcher Weise unsere Zeitschrift an diesen hohen Zielen mitzuarbeiten bestrebt ist, bitten wir aus der vorliegenden Nummer zu entnehmen, die wir dank der wertvollen, uns aus der Betonpraxis entgegengebrachten Unterstützung diesmal im Hinblick auf die Tagung der beiden genannten großen Vereinigungen sowie das von uns vertretene Programm besonders reichhaltig auszugestalten bemüht gewesen sind.

Möge der Zeitschrift das ihr bisher in so reichem Maße von der Praxis dargebrachte Vertrauen und Entgegenkommen dauernd erhalten bleiben.

Die Schriftleitung.

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.)

Tagesordnung für die am 10.—12. März 1909 im Architektenhause zu Berlin tagende
XII. Hauptversammlung.

1. Tag. (10. März 1909 im Saale B.)
Innere Angelegenheiten des Vereins.
 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil.)
 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister, Bericht der Rechnungsprüfer, Entlastung des Vorstandes.
 3. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Herren: Hüser, Koenen, Langelott, Meyer.
 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern.
 5. Vorlage des Voranschlags für 1909/10.
 6. Besprechung über die Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung 1910.
 7. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.
2. und 3. Tag. (11. und 12. März 1909 im Saale A.)
Allgemeines, Vorträge und Besprechungen techn. wissenschaftlicher Art.
 8. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil.)
 9. Bericht über die Wanderversammlung nach München 1908. Berichterstatter Herr Architekt Jos. Rank. Beschlußfassung über eine Wanderversammlung 1909.
 10. Bericht des Beton- und Eisenbetonausschusses. Berichterstatter Herr Alfred Hüser.
 11. Bericht über die Tätigkeit des Eisenbetonausschusses des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Berichterstatter Herr Alfred Hüser.
 12. Vorlage von Leitsätzen für die Prüfung von Zementröhren. Berichterstatter Herr Langelott.
 13. Vorlage der Schiedsgerichtsordnung und Antrag auf Genehmigung derselben. Berichterstatter Herr Rud. Wölle.
 14. Bericht über die Belastungsprobe der Betongelenkbrücke der Düsseldorfer Ausstellung 1902 unter Vorführung von Lichtbildern. Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Weese, Direktor des Deutschen Beton-Vereins, und Herr Regierungsbaumeister Gehler, stellvertretender Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dresden.
 15. Bericht des Kunststein-Ausschusses. Berichterstatter Herr Kommerzienrat Albert Eduard Toepffer.
 16. Vortrag des Herrn Kommerzienrat C. Schwenk, Ulm a. D.: „Mitteilungen über neue Marmorverfahren in der Zement-Kunststeinfabrikation, über Isolierplatten für Boden- und Wandbelag in Kork- und Terrazzoausführung“ und ferner über: „Verwendung von Eisenbetonfüßen für hölzerne Leitungstangen“.
 17. Vortrag des Herrn Stadtbaurat Kölle in Frankfurt a. M. unter Vorführung von Lichtbildern: 1. Die Erbreiterung der Wilhelmsbrücke in Frankfurt a. M., von 9,5 m auf 16,5 m durch auskragende Konsolen. 2. Die Herstellung des großen Ofenhauses der neuen Müllverbrennungsanstalt für Frankfurt a. M. in Eisenbeton.
 18. Vortrag des Herrn Professor Germer, Stettin, über: „Einwirkung niederer und höherer Temperaturen auf die Druckfestigkeit des Betons, sowie auf die Haftfestigkeit desselben am Eisen“.
 19. Vortrag des Herrn Ingenieur Kleinogel der Firma Wayss & Freitag A.-G. in Neustadt a. d. H. über: „Berechnung und Anwendung des umschnürten Betons“, unter Vorführung von Lichtbildern.
 20. Vortrag des Herrn Regierungsbaumeister Fr. Eiselen, Berlin, unter Vorführung von Lichtbildern, über: „Der Eisenbeton im Wettbewerb um die Luftschiffbauhalle Zeppelins.“ Ein Teil der Wettbewerbszeichnungen kommt im Saale C zur Ausstellung.
 21. Vortrag des Herrn Oberingenieur Boerner von der Allgemeinen Hochbaugesellschaft in Düsseldorf über: „Neuere Warenhäuser in Eisenbeton, insbesondere das Kaufhaus Tietz in Düsseldorf“ unter Vorführung von Lichtbildern.
 22. Vortrag des Herrn Oberingenieur Dr. ing. Mautner der Firma Carl Brandt in Düsseldorf über: „Eisenbetonkuppel- und Wölbkonstruktionen“.
 23. Vortrag des Herrn Max Jerschke, Gleiwitz, über: „Versuche mit gedrehten Rund- und Quadrat-Eisenstäben.“
 24. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementarbeiten gemacht?
 25. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Betonzeugnisse (erdbebensichere Gebäude usw.).
 26. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.
Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilung zu machen.
Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß in dem Versammlungslokal ein Fragekasten aufgestellt ist, in welchem Fragen schriftlich niedergelegt werden können, die gegen Schluß der Versammlung zur Erledigung kommen.

Biebrich, 22. Februar 1909.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.)
Eugen Dyckerhoff
Vorsitzender.

EIN GASBEHÄLTERBAU IN EISENBETON VON 110 000 cbm FASSUNGSRAUM.

Ein äußerst eigenartiges Kennzeichen der Großstädte unserer Zeit ist die Lichtfülle, welche sie des Nachts weit in das Land hinaus ausströmen. Die unzähligen Lichtpunkte erscheinen in ihrer Gesamtheit wie eine Reliefkarte des Verkehrs, dessen Stärke sich von den großen Güterbahnhöfen und den blendenden Hauptverkehrsadern bis zu dem stillen, dunklen Umkreis der Vorstädte

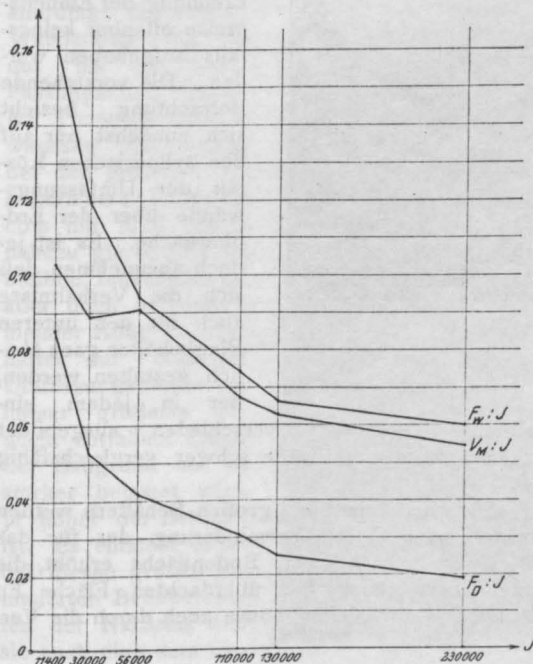


Fig. 1.

abstufte. Diese ungeheure Lichtmenge erfordert naturgemäß zur Erzeugung und Aufspeicherung der Lichtquellen, der Elektrizität und des Gases, auch ungewöhnlich große Fabrikationsanlagen und Reservoirs, deren Errichtung und Instandhaltung bedeutende Geldmittel bedingt. Es entsteht daher für die Verwaltungen der großen modernen Gasanstalten die neue Frage, in welcher Form auch die einzelnen Bauwerke dieser Anlagen am wirtschaftlichsten zu gestalten sind. So werden z. B. bekanntlich die Gasbehälter in neuester Zeit in der Regel mit einem Gebäude umgeben, um die kostbaren Eisenteile der Glocke und der Führungseinrichtungen vor den Witterungseinflüssen zu schützen. Für den Entwurf solcher Anlagen ist vor allem die Frage bedeutsam, ob es wirtschaftlich ist, an Stelle mehrerer kleiner Gasbehälter einen einzigen großen Behälter zu errichten und diesen selbst reich-

lich groß zu wählen, auch auf die Gefahr hin, daß er nicht sofort voll gebraucht wird.

Schon der folgende oberflächliche Vergleich einer Reihe von ausgeführten Behältern bildet einen kleinen Beitrag zur Beurteilung dieser Frage, der von Fachleuten leicht noch weiter ausgebaut werden kann. Für 6 ausgeführte Behälter von 11400 cbm bis 230000 cbm Gasfassungsraum J wurde die Größe der überdachten Fläche F_D , der Wandfläche F_W und der Menge des Wandmauerwerkes V_M berechnet, sodann die entsprechenden auf 1 cbm Fassungsraum bezogenen Werte $F_D:J$, $F_W:J$ und $V_M:J$ gebildet (s. Übersicht 1) und endlich zur besseren Veranschaulichung zeichnerisch aufgetragen (s. Fig. 1). Aus dieser Darstellung ist deutlich zu erkennen, daß die zu verwendenden Mengen für die Ansichtsflächen und das Mauerwerk der Umfassungswände, sowie

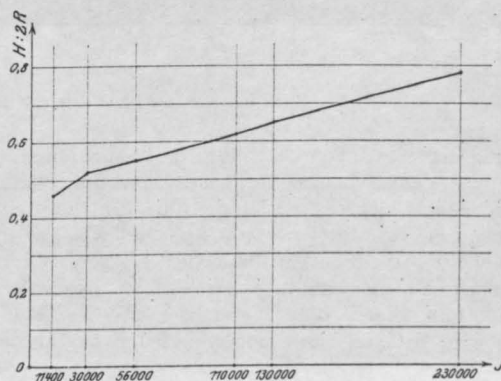


Fig. 2.

für das Eisen der Dachkuppel, sämtlich bezogen auf 1 cbm Gasfassungsraum um so kleiner sind, je größer der Behälter ist. Man kann daher allgemein schließen, daß bei einem großen Behälter erheblich weniger Baumaterial auf 1 cbm Gasfassungsraum entfällt, als bei mehreren kleineren Behältern, die insgesamt denselben Fassungsraum ergeben*).

Zum Vergleich der Baukosten müssen nun in jedem Einzelfalle naturgemäß die tatsächlichen Einheitspreise für die oben genannten Arbeiten eingesetzt werden, um sich ein zuverlässiges

*) In Fig 2 ist der Vollständigkeit halber noch dargestellt, wie das Verhältnis der Wandhöhe H zum Durchmesser 2R mit steigendem Fassungsraum J wächst. Beim Behälter Nr. 4 der Übersicht 1, der im folgenden ausführlicher beschrieben wird, beträgt dieses Verhältnis 5:8, sodaß hier eine Proportion nach dem „goldenen Schnitt“ vorliegt.

Urteil zu bilden. Bei größeren Behältern werden infolge der größeren Höhenförderung der Baustoffe und der erheblichen Rüstkosten die Einheitspreise etwas höher, als bei kleineren Behältern, wogegen sich die Gesamtspesen des Bauwerkes z. B. bezogen auf 1 cbm Mauerwerk bei dem größeren Objekt naturgemäß verringern. Die

von nur einem Behälter mit $J = 110000$ cbm Fassungsraum an Stelle von 2 Behältern von je $J = 55000$ cbm etwa 29% an zu überdachender Fläche, ferner 21% an der mit Fenstern und Putz usw. zu versehenden Wandfläche und endlich 26% im Mauerwerkskörper der Umfassungswände gespart, wobei diese Zahlen auf 1 cbm Gasfassungsraum bezogen sind.

Diese ganz erheblichen Ersparnisse können aber durch die oben erörterte, voraussichtlich nur geringfügige Erhöhung der Einheitspreise offenbar keinesfalls aufgehoben werden. Die vorstehende Betrachtung bezieht sich zunächst nur auf den zylindrischen Körper der Umfassungswände über der Erdoberfläche. Es ist jedoch anzunehmen, daß sich die Verhältnisse auch für den unteren Ringehälter ganz ähnlich gestalten werden, der in jedem ein-

zelnen Falle sehr verschieden ausgebildet werden kann und daher schwer vergleichsfähig ist.

Die Ersparnisse bei großen Behältern werden ferner noch durch Verminderung der für das Gebäude erforderlichen Bodenfläche erhöht, die angenähert gleich der überdachten Fläche F_D gesetzt werden kann, sowie auch durch die Ver-

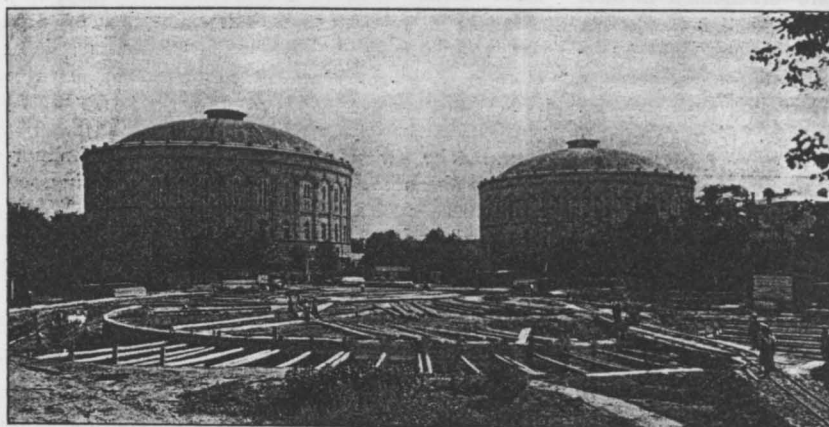


Fig. 3.

Blick auf den Bauplatz mit der Baugrube.

Einheitspreise dürften somit mit zunehmender Größe der Behälter voraussichtlich nur wenig wachsen. Diese Erhöhung der Einheitspreise fällt aber für die Gesamtkosten viel weniger ins Gewicht als die Abnahme der Massen. Einen Anhalt zur Beurteilung der Größe dieser Veränderung bietet die Übersicht 1 mit der Fig. 1. Es wird beispielsweise schon bei der Ausführung

Übersicht 1.

Lfd. Nr.	Gas- fassungs- Raum J cbm	Innerer lichter Durch- messer 2R m	Frei- höhe H der Um- fassungs- wand m	Verhältnis H : 2 R	Dachfläche	Wandfläche	Mauer- werks- körper V _M *)	Mittlere Wandstärke V _M : F _w m
					F _D	F _w		
					bezog. auf 1 cbm Gasfassungsraum			
					F _D : J	F _w : J	V _M : J	
					qm/cbm	qm/cbm	dm/cbm	
1	11 400	35,0	16,0	0,46	0,085	0,161	0,103	0,65
2	30 000	45,0	25,5	0,57	0,053	0,119	0,089	0,74
3	56 000	54,6	30,0	0,55	0,042	0,094	0,091	0,89
4	110 000	64,5	40,0	0,62	0,030	0,074	0,067	0,90
5	130 000	65,0	41,9	0,65	0,025	0,067	0,063	0,94
6	230 000	74,0	58,0	0,78	0,019	0,060	0,054	0,91

*) ohne Abzug der Fensteröffnungen.

einfachung der Betriebseinrichtungen für die Schieberkammer, der Rohrleitungen usw.

Es darf daher mit Bestimmtheit geschlossen werden, daß es wesentlich wirtschaftlicher ist, nur ein großes Behältergebäude an Stelle einer Anzahl kleinerer solcher Bauten von insgesamt dem gleichen Fassungsraum zu errichten*).

Bei der Ausführung solcher großen Gasbehälterbauten in Mauerwerk wird es jedoch nötig, die Umfassungsmauern im unteren Teil aus statischen Gründen mit wachsender Höhe des Bauwerkes immer stärker zu halten. Nach der Übersicht 1 scheint allerdings die mittlere Wandstärke $V_M : F_w$ nur bis zu einem Fassungsraum von etwa $J = 60000$ cbm zu wachsen und sodann bei den größeren Behältern bis zu $J = 230000$ cbm mit rund 0,90 m nahezu gleich groß zu bleiben. Immerhin wird aber doch bei zunehmender Höhe der Behälter auf 1 lfdm der Umfassungswände ein immer größeres Gewicht entfallen, sodaß der Baugrund um so stärker belastet wird, je höher der Behälter ist. Es entsteht somit bei diesen großen gemauerten Behälterbauten der Nachteil, daß sie auch eine dem Gesamtgewicht entsprechende Gründung erfordern, die oftmals sehr kostspielig, mitunter sogar schwer ausführbar ist. Führt man daher die Umfassungswände nicht in Mauerwerk, sondern in Eisenbeton aus, so wird unter anderem auch der eben erwähnte Übelstand vermieden, außerdem aber auch eine erhebliche Kostenersparnis dadurch erzielt, daß auch der Unterbau einheitlich und vorteilhaft in Eisenbeton ausgebildet werden kann. Für den im folgenden eingehend behandelten Behälter Nr. 4 beträgt die Gewichtsverminderung der Umfassungs-

wände bei Ausführung in Eisenbeton gegenüber der Ausführung in Mauerwerk rd. 30%, sodaß ein äußerst geringes Gewicht und somit eine möglichst kleine Belastung des Baugrundes erzielt wird.

Bei der Ausbildung der Gebäudeumfassungen in Eisenbeton ist es ferner möglich, nicht nur Druck- sondern auch Biegungsspannungen aufzunehmen, sodaß die Umfassungswände in nahezu gleicher Stärke von oben bis unten durchgeführt werden können. Hierdurch wird eine besonders mit Rücksicht auf die große Höhenförderung sehr erwünschte, wesentliche Materialersparnis erzielt.

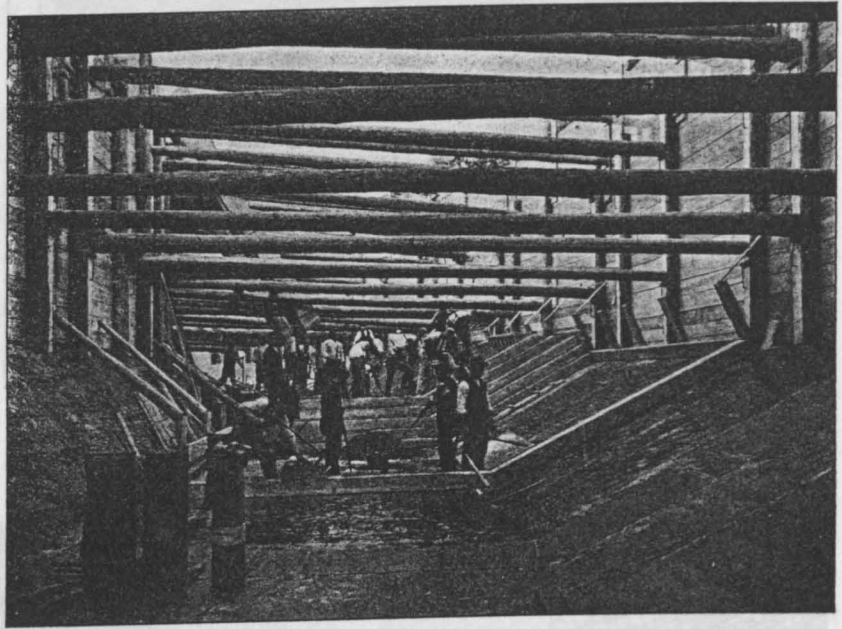


Fig. 4

Herstellung der Ringbehältersohle.

Bei Nr. 4 der Übersicht 1 zum Beispiel beträgt die Wandstärke rd. 50% gegenüber der Ausführung in Mauerwerk.

Bisher trug man jedoch Bedenken, Behälterbauten von so bedeutenden Abmessungen in Eisenbeton auszuführen, besonders mit Rücksicht auf die Windkräfte und Wärmewirkungen, da naturgemäß versteifende Zwischenwände wie bei anderen großen Eisenbetonhochbauten ausgeschlossen sind. Es ist nun der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden, gelungen, durch die Herstellung eines Behälterbaues von 110000 cbm Fassungsraum für das städtische Gaswerk in Dresden-Reick, dessen Hauptabmessungen in Übersicht 1 unter Nr. 4 angegeben sind, die Ausführbarkeit solcher Riesenbauten in Eisenbeton nachzuweisen.

Das gesamte Bauwerk besteht aus 3 Teilen:

*) Nach Fig. 1 zu schließen, scheint allerdings vom bautechnischen Standpunkte aus betrachtet, wenigstens für die Ausführung in Mauerwerk die obere wirtschaftliche Grenze für die Vergrößerung des Fassungsraumes bei etwa $J = 150000$ cbm zu liegen, da bei noch größeren Behälterbauten, für welche naturgemäß auch die Kosten der Rüstung und Höhenförderung mehr und mehr wachsen, die Linien der Fig. 1 nahezu parallel zur X-Achse verlaufen.

dem unteren Eisenbeton-Ringbehälter, den Eisenbeton-Umfassungswänden und dem eisernen Kuppeldach mit der Laterne.

Der untere Ringbehälter mit der üblichen Wasserstandshöhe von 10,0 m dient zugleich als Gründungskörper für die Umfassungswände. Er

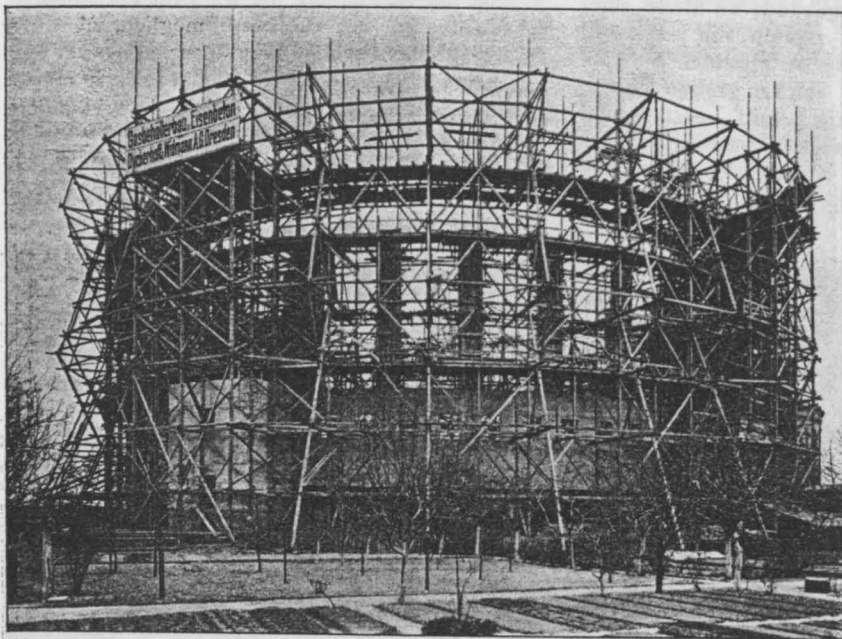


Fig. 5. Ansicht der äußeren Rüstung.

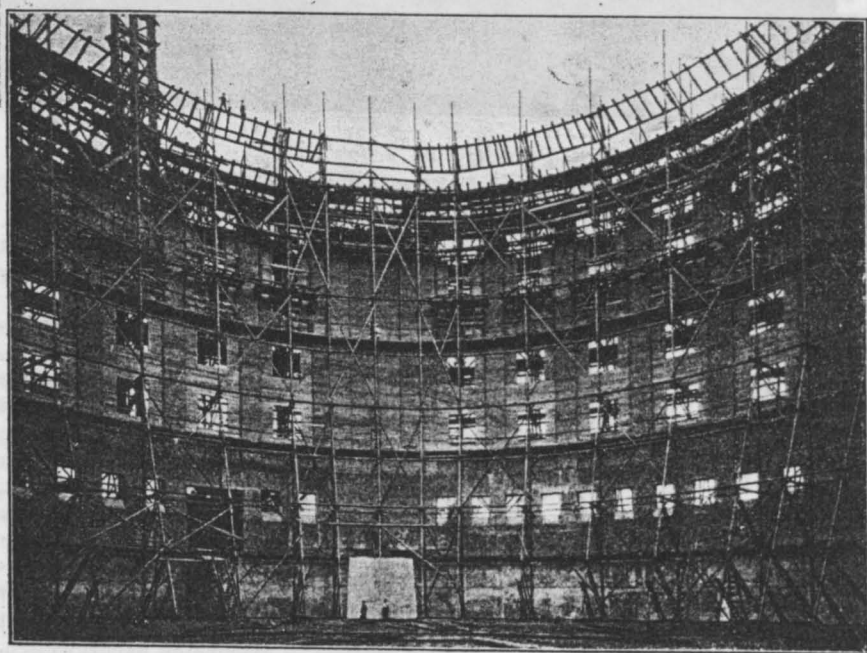


Fig. 6. Ansicht der inneren Rüstung.

wurde nach einem eigenen Patent der Firma Dyckerhoff & Widmann ausgebildet, wodurch es gelang, bei 11,75 m Gesamthöhe des Behälters die obere Wandstärke auf 0,60 m und die Sohlenstärke auf 1,0 m zu vermindern. Ein wesentlicher Vorteil der Gestaltung bestand vor allem auch in der möglichst weitgehenden Verminderung der Aushubmassen und der Baugrubenbreite, die mit 9,5 m, wie Fig. 4 zeigt, immerhin eine sehr gute Aussteifung der Baugrube erfordert. Dieser Ausbau wurde dem böschungsmäßigen Erdaushub vorgezogen, weil dadurch außerhalb und innerhalb des Ringbehälters der gewachsene Boden soviel als möglich stehen blieb, der für die wasserdichte Sohle im Innern und für die Gerüstständer außen ein sicheres Auflager bot. Das Ausbauholz fand beim Standgerüst der Umfassungsmauern entsprechende Wiederverwendung. Die gesamten Aushubmassen betrugen 18 500 cbm, die böschungsmäßig anzufüllenden Massen der endgültigen Umschüttung 8200 cbm. Fig. 3 gibt einen Überblick über die gesamte Grundfläche beim Beginn des Baues. Die Förder-

bahn mit Pferdebetrieb wurde innerhalb des rund 200 m langen Aushubs spiralförmig nach abwärts bis zur erforderlichen Tiefe hinuntergeführt. Die Wasserhaltung erfolgte mittels einer 40-pferdigen Lokomobile, wobei das Wasser durch Sickerleitungen drainageartig nach einem etwa 13 m tiefen Pumpen-

fältig ausgeführten wasserdichten Zementmörtelputz versehen.

Das Betonieren der Behälterringwände erfolgte in wagerechten Ringlamellen derart, daß an einem Punkt im Grundriß 2 Kolonnen nach beiden Richtungen fortschreitend begannen und

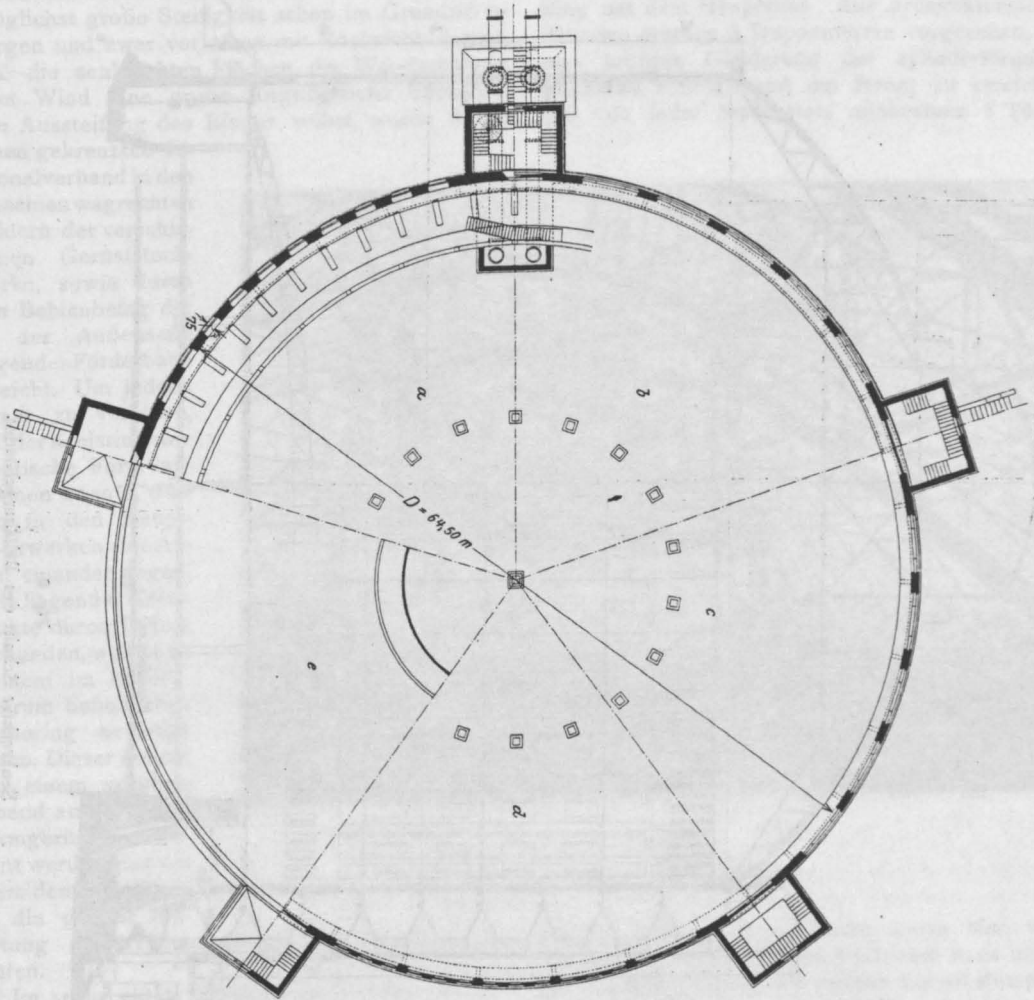


Fig. 7.

Grundriß des Behältergebäudes.

sumpf geführt wurde. Für den vorzüglichen Kiesboden wurde ein zulässiger Bodendruck von 4 kg/qcm angenommen.

Um die Sohle bei einem Grundwasserdruck von 2 m völlig wasserdicht zu erhalten, wurde auf eine 0,10 m starke unterste Betonschicht ein doppelter Asphaltfilzbelag (siehe Fig. 4) aufgebracht, sodann die rund 1 m starke Eisenbetonsohle sowie die innere und äußere Ringwand hergestellt, die Rückflächen derselben mit Goudronanstrich und die Innenflächen mit einem sorg-

an dem gegenüberliegenden Kreispunkte wieder zusammentrafen, ohne daß die Arbeit unterbrochen werden durfte. Durch einen möglichst angestrengten Betrieb gelang es, noch vor Eintritt des starken Frostes am 11. Dezember 1907 den unteren Ringbehälter fertig zu stellen, wobei zum Beispiel in der letzten Woche rund 930 cbm Eisenbeton bei Tag- und Nachtbetrieb ausgeführt wurden. Mit Rücksicht auf die einzubauende Eisenkonstruktion der Glocke, sowie der Dachkuppel wurde auf die sorgfältige Einhaltung der zeich-

Eisenbetonbaues einen sicheren Halt zu bieten und zugleich als Fördergerüst zu dienen. Da bei einem mittleren Durchmesser von 70 m und einer Gerüsthöhe von 45 m die Rüstung nicht mehr in wenige Wandflächen aufgelöst werden konnte, sondern ringförmig angelegt werden mußte, entstand die Notwendigkeit, hauptsächlich für eine möglichst große Steifigkeit schon im Grundriß zu sorgen und zwar vor allem mit Rücksicht darauf, daß die senkrechten Flächen der Wandschalung dem Wind eine große Angriffsfläche darboten. Die Aussteifung des Ringes selbst wurde durch einen gekreuzten Diagonalverband in den einzelnen wagrechten Feldern der verschiedenen Gerüststockwerke, sowie durch den Bohlenbelag der an der Außenseite liegenden Förderbahn erreicht. Um jedoch ferner zu verhüten, daß der Kreisring eine elliptische Form annehmen könnte, wurden in den Hauptstockwerken eine Anzahl einander gegenüber liegender Kreispunkte durch Drähte verbunden, welche an einem im Kreiszentrum befindlichen Spannring befestigt waren. Dieser konnte von einem vorübergehend aufgestellten Turmgerüst aus bedient werden, das vor allem den Zweck hatte, die genaue Einhaltung der zeichnungsgemäßen Kreisform zu prüfen.

Im senkrechten Schnitte des Gerüstes sei auf die zweimal angewendeten versteifenden Auskragungen hingewiesen. Die Gerüstständer wurden bis auf den gewachsenen Boden herabgeführt. Außerdem fand eine sorgfältige Verankerung des Gerüstes mit benachbarten Festpunkten durch Spanndrähte statt. Während des gesamten Baues hat sich das Standgerüst selbst bei schweren Gewitterstürmen, wobei auch einmal der Blitz in die besonders angebrachte Leitung schlug, als vollkommen steif bewährt. Etwaige Schwankungen dieses Gerüstes infolge des Windes mußten auch mit Rücksicht auf eine sorgfältige Ausführung der Eisenbetonkörper der Umfassungswände möglichst vermieden werden.

Zum Heben der Mörtelkippkarren diente ein turmartiger Aufzug, der z. B. in Fig. 6 und 10 zu erkennen ist.

Die Umfassungswände bestehen aus dem 0,75 m starken Gebäudesockel von 7,6 m Höhe, den 23,85 m hohen Wandsäulen mit den nur 0,20 m starken Füllungen und dem 9,25 m hohen oberen Ring mit dem Hauptsims. Aus architektonischen Gründen wurden 5 Treppentürme vorgesehen, um eine kräftige Gliederung der zylinderförmigen Fläche zu erzielen und um ferner zu erreichen, daß von jeder Seite stets mindestens 3 Türme

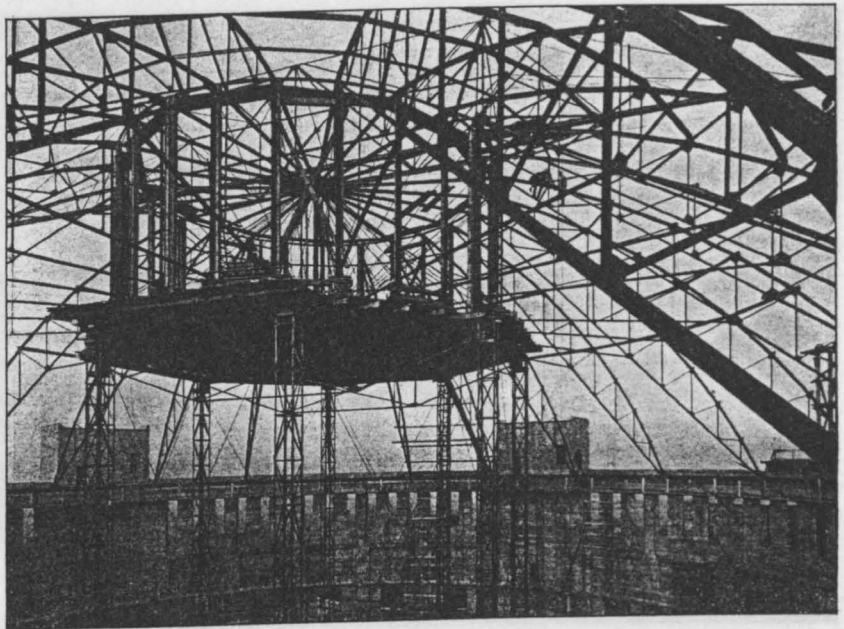


Fig. 9.

Montage des Kuppeldaches.

gesehen werden. Diese Türme haben hier, vom statischen Standpunkt betrachtet, eine ganz untergeordnete Bedeutung. Sie wurden nur mit stumpfen Fugen an die Umfassungswände gestoßen, also mit ihnen nicht fest verbunden (siehe den Grundriß Fig. 7), weil sonst sehr leicht besonders bei Wärmeänderungen an diesen Stellen infolge der starken Querschnittsvergrößerung ein Abreißen hätte eintreten können, wodurch die Ringwirkung der Umfassungswände aufgehoben worden wäre. Es erfolgte daher auch die Ausführung dieser Türme, wie Fig. 5 zeigt, erst nachträglich, also völlig unabhängig von den Umfassungsmauern. Durch 5 wagerechte Eisenbeton-Gangstege, welche zur Bedienung der Führungseinrichtungen dienen sollen und mittels Auskragungen an den Wandsäulen angebracht sind, wurde eine willkommene

Querverbindung und Versteifung derselben erreicht (siehe Fig. 6 und 8). Zur Gewichtsverminderung ist der obere Hauptsims hohl ausgebildet (siehe Fig. 8). Der obere Abschluß erfolgt mittels einer aufgelegten fertigen Eisenbetonplatte wodurch die Schwierigkeiten der Einschalung dieses Hohlkörpers behoben werden.

Besondere Sorgfalt wurde beim Entwurf auf die konstruktive Ausbildung der eisernen Dachkuppel verwendet. Dieselbe sollte der doppelten Anforderung gerecht werden, zunächst nur rein lotrechte Auflagerdrücke auf die dünnwandigen

Formänderungen infolge der Wärme und Windkräfte sehr klein werden. Um jedoch die wagerechten Windkräfte einwandfrei auf die Umfassungsmauern des Gebäudes zu übertragen, wurde ein aus einem durch eine Lamelle verstärkten C-Eisen bestehender Fußring der Kuppel im Hauptsims vollständig einbetoniert, so daß er den Wärmeschwankungen möglichst entzogen ist. An diesem Zugring sind senkrechte winkeleiserne Anschläge angenietet, welche die Aufgabe haben, den Winddruck gleichmäßig an den sie umgebenden Eisenbetonkörper abzugeben, so daß diese wagerechten Windkräfte auf den oberen Rand der Umfassungswände möglichst weithin verteilt werden.

Die Montage des Kuppeldaches erfolgte von einer Plattform aus, welche in der Kreismitte auf 8 eisernen Rüstständern errichtet war, in äußerst geschickter Weise mittels eines drehbaren symmetrischen, besonders für diesen Zweck ausgebildeten Auslegerkranes (siehe Fig. 9 und 10). Auf diese Weise gelang es, je zwei der segmentartigen Binderteile von rund 28 m Länge und etwa 3 t Gewicht, die am Boden vollständig fertig vernietet wurden, an einem Tage empor-

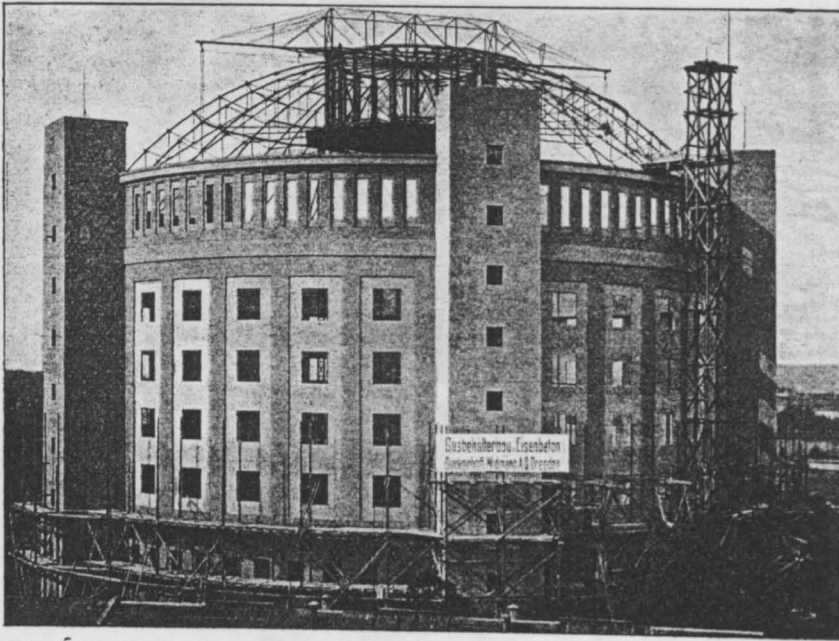


Fig. 10.

Äußere Ansicht des Behälters.

Eisenbeton-Umfassungsmauern zu übertragen, sondern aber auch einen versteifenden Abschluß am oberen Rand des zylindrischen Umbaus zu bilden. Diesen beiden gleichzeitig sehr schwer zu erfüllenden Aufgaben wurde durch eine Kuppelkonstruktion der Brückenbauanstalt Gustavsburg in vorzüglicher Weise Genüge geleistet. Wie Fig. 8 zeigt, tritt hier an Stelle der sonst üblichen Netzkuppel, deren Eisenteile ausschließlich in der Kugelfläche des Daches liegen, eine Anzahl einfacher Balkenträger auf zwei Stützen, deren jeder in einer Meridianebene liegt, so daß sie sich sämtlich in der Mittelachse des Bauwerks schneiden. Durch die große Bauhöhe dieses eisernen Raumfachwerkes, welches den verfügbaren Luftraum des Gebäudes vollständig verwertet, wird eine möglichst große Steifigkeit der Kuppel erreicht, so daß die

zuziehen und einzubauen.

Der Aufbau des Eisenschwerkes der Laterne, deren Wände mit Eisenbeton ausgefüllt wurden, bot sodann keinerlei Schwierigkeiten.

Nach Vollendung der Montage wurde endlich auch die kreisförmige Sohlenfläche zur Abdichtung des Endkerns, welcher zwischen den inneren Behälterringwänden stehen blieb, fertiggestellt. Auf einer 25 cm starken Betonunterlage, welche in 7 m großen Quadraten schachbrettartig ausgeführt worden war, wurde eine 4 cm starke Eisenbetonplatte mit gekreuzten Eiseneinlagen ohne jegliche Fuge hergestellt und hierauf der wasserdichte Sohlenputz aufgebracht.

Die Ansichtsfächen der Umfassungswände sind mit Vorsatzbeton aus einem in Sachsen gewonnenen Material, nämlich Gneis aus der

Gegend von Freiberg hergestellt und nachträglich von Hand gestockt und scharriert worden, sodaß das gesamte Bauwerk durchaus den Eindruck eines sauber bearbeiteten Steinbaues erweckt und eine sichere Gewähr für die Wetterbeständigkeit der Ansichtsflächen vorhanden ist.

Einen Anhalt für den Umfang dieses eigenartigen und bedeutsamen Eisenbetonbauwerkes, dessen Bau rund ein Jahr Zeit in Anspruch nahm und dessen Gesamthöhe von der Sohle bis zur Laterne 75 m beträgt, gibt der Vergleich mit den beiden bestehenden Behältern von je 30 000 cbm

abmessungen für das Städtebild oft von größter Bedeutung sind, geht zum Beispiel daraus hervor, daß in diesem Falle vor dem Baubeginn durch eine große Reihe photographischer Aufnahmen der bestehenden beiden kleineren Behälter die architektonisch günstigste Grundrißlage des neuen großen Behälters ermittelt und seine äußere Form an der Hand eines Modelles ausgebildet wurde. Die architektonische Gestaltung dieses Behälters darf wohl als eine der glücklichsten Lösungen solcher schwieriger moderner Aufgaben bezeichnet werden.

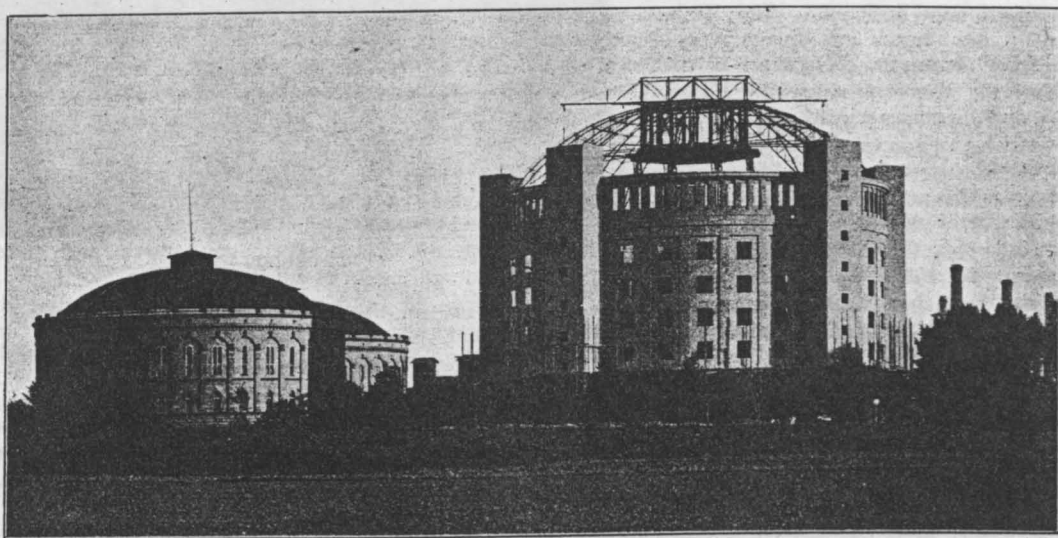


Fig. 11.
Gesamtansicht.

Fassungsraum auf Fig. 11. Es wurden bei diesem Bau insgesamt 11 500 cbm Eisenbeton und Beton ausgeführt mit 170 000 kg Eiseneinlagen und 38 500 qm Schalung, 2 600 000 kg Zement und 16 000 cbm Kiessand, Klarschlag und Feinschlag. Die gesamte Bausumme belief sich auf rund 801 000 M, wovon rund 70 000 M auf die Erdarbeiten usw., 289 000 M auf den unteren Ringbehälter einschl. Wasserhaltung und 361 000 M auf die Umfassungswände entfallen.

Der architektonische Entwurf ist Herrn Stadtbaurat Hans Erlwein zu danken. Mit welcher Sorgfalt und Liebe unsere heutigen Architekten selbst solche „undankbare Nutzbauten“ behandeln, die aber doch infolge ihrer Riesen-

Der bautechnische Entwurf stammt von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden, welcher als Generalunternehmerin für den Gesamtbau die Ausführung einschließlich der Erdarbeiten und Rüstungen und der eisernen Dachkuppel (Entwurf und Ausführung von der Brückenbauanstalt Gustavsburg) oblag. Diese Ausführung eines großen Gasbehälterbaues in Eisenbeton hat erwiesen, daß im Vergleich zu der Herstellung kleinerer Behälter sowie auch gegenüber der Ausführung eines großen Gebäudes in Mauerwerk ganz erhebliche Summen gespart werden können. Es ist daher zu hoffen, daß dieser ersten, völlig befriedigenden Ausführung bald zahlreiche weitere ähnliche Bauwerke folgen werden.

Reg.-Baumeister W. Gehler,

stellv. Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Privatdozent an der Kgl. Sächs. Techn. Hochschule zu Dresden.

DIE PRÜFUNG VON EISENBETONMASTEN DER DEUTSCHEN SCHLEUDER-RÖHRENWERKE ZU MEISZEN a. Elbe.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Die geringe Lebensdauer der Holzmasten, der erhebliche Preis der Eisenmasten, namentlich aber deren dauernde Unterhaltungskosten haben schon seit längerem das Augenmerk der Technik auf die Herstellung von Masten aus Eisenbeton gelenkt; es ist demgemäß nicht zu verwundern, wenn wir heute schon verschiedene Arten solcher Konstruktionen besitzen. Hier sind u. a. zu nennen, die durch ein besonderes Verfahren maschinell erzeugten Siegwart-Hohlmasten*), weiter die Konstruktionen der Firma A. Bourgeat zu Paris**) sowie die „Schleudermasten“ der obengenannten Werke. Während die Siegwart-Konstruktion allgemein bekannt sein dürfte, erscheint es nicht unangebracht, einiges wenige über die Bourgeat-Masten mitzuteilen. Es sind dies keine eigentlichen Hohlmasten, sondern ihr Kern wird durch einen Holzpfehl gebildet, an dem in bestimmtem Abstände die Eiseneinlage — Längseisen und Spiralarmierung — festgelegt wird. Dieser Holzkern verbleibt

auch nach einem Erhärten der Betonumhüllung im Mast und vergrößert somit — bei der Tragfähigkeitsberechnung nicht berücksichtigt — diese erheblich, naturgemäß nur, so lange er bestehen bleibt***); da im Laufe der Zeit sich der Verbundmantel festigt, wird eine geringere Mitwirkung des Holzkernes ausgeglichen. Wie die mehr als ein Jahrzehnt zurückgehenden Erfahrungen gezeigt haben, hat der Holzkern keinerlei Beschädigungen seiner Verbundhülle im Laufe der Zeit zur Folge gehabt; namentlich haben sich keine ungünstigen Beeinflussungen durch ein Quellen des Holzes ergeben; es liegt dies einerseits wohl darin, daß der Holzkern vor dem Stampfen der Betonumhüllung selbst feucht gehalten wird und andererseits beim fertigen Mast die Feuchtigkeit von außen und unten in nur geringem Maße Zutritt findet.

Die in dritter Linie genannten Masten der Deutschen Schleuderröhrenwerke zu Meißen a. E. (Fig. 1) werden durch Einwirkung

*) Vgl. u. a. „Beton und Eisen“ 1907. Heft V u. VI und 1908 Heft IV.

**) Paris, Rue Michel Chasles. Fabriken in Maison Alfort bei Paris und Voiron (Isère). Die obigen Mitteilungen sind dem Verfasser von der genannten Firma zur Verfügung gestellt worden.

Es dürfte nicht uninteressant sein, die Berechnungsmethode mitzuteilen, welche die Firma Bourgeat-Paris bei ihren Verbundmasten anwendet. Hierbei wird der Holzkern als nicht vorhanden angesehen, also nur der ringförmige Eisenbetonquerschnitt in Rechnung gezogen.

Bezeichnet J das Trägheitsmoment des Ringquerschnittes, σ_b die Spannung des Betons, v die Entfernung der am meisten beanspruchten Faser vom Querschnittsmittel- (Schwer-)punkt, so ist das Moment, welches der, in seinem ganzen Umfange in Rücksicht gezogene Querschnitt aufnehmen kann, ohne daß die Spannung σ_b überschritten wird:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot J}{v}$$

Hierbei ist das Gewicht des Mastes selbst als unwesentlich nicht berücksichtigt.

J wird aus beiden Materialien und deren besonderen Trägheitsmomenten und unter Berücksichtigung ihres Elastizitätsverhältnisses ($= n$) zusammengesetzt:

$$J = J_b + (n-1) J_e = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) + (n-1) J_e$$

Die Eiseneinlagen werden stets symmetrisch in der Art angeordnet, daß ihre Gesamtanzahl (m) ein Vielfaches von 4 ist; sie liegen mithin auch stets symmetrisch zu den Hauptachsen und demgemäß ist:

$$J_{ey} = J_{ex}$$

wenn y und x letztere bezeichnen.

Bezeichnet J_0 das polare Trägheitsmoment aller einzelnen im Abstände von K vom Querschnittsmittelpunkte entfernten Rundenisen und d deren Durchmesser, so ist weiter:

$$J_0 = m \left(\frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} K^2 \right) = \frac{m \pi d^2}{4} \left(\frac{d^2}{16} + K^2 \right)$$

Da nun ferner das polare Trägheitsmoment

$$J_0 = J_{ey} + J_{ex} = 2 J_{ex} = 2 J_e$$

ist, so wird

$$J_e = \frac{m \pi d^2}{8} \left(\frac{d^2}{16} + K^2 \right)$$

Folglich ist:

$$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) + (n-1) m \frac{\pi d^2}{8} \left(\frac{d^2}{16} + K^2 \right) \\ = \frac{\pi}{64} \left\{ D^4 - d^4 + 8(n-1) m d^2 \left(\frac{d^2}{16} + K^2 \right) \right\}$$

Da $\frac{d^2}{16}$ im allgemeinen ziemlich klein ist, kann es vernachlässigt werden; alsdann wird schließlich:

$$M = \sigma_b \frac{\pi}{64 D} \left\{ D^4 - d^4 + 8(n-1) m \cdot d^2 K^2 \right\}$$

Es ist also hier wie bei einem allseitig gleich elastisch widerstehenden Querschnitte gerechnet.

*** Die Firma Bourgeat hat mit besonderen Holzarten schon Masten erzeugt, in denen der Holzkern durch mehr als 10 Jahre vollkommen unversehrt geblieben ist.

der Zentrifugalkraft — durch „Schleudern“ — erzeugt*).

Zu diesem Zwecke wird Zementmörtel (etwa 1:3), dem zur Verhinderung einer Entmischung

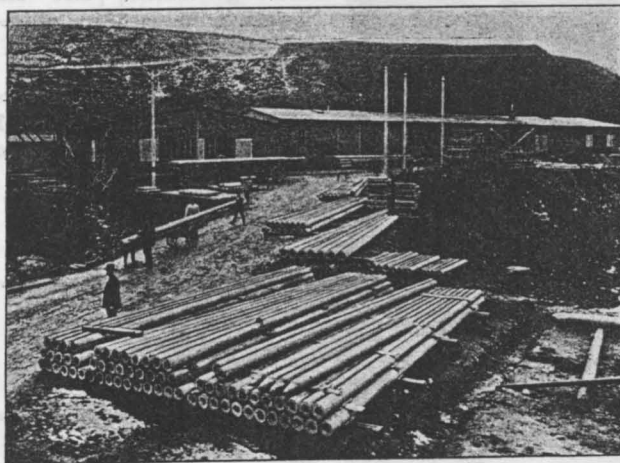


Fig. 1.

von Sand und Zement ein kleiner Teil Asbestfasern zugesetzt werden kann, in aus Holz hergestellte, mit Blech ausgeschlagene und auseinander klappbare Formen eingebracht, in denen vorher ein Eisengerippe, das die Bewehrung der Masten bilden soll, einmontiert worden ist. Dieses Gerippe besteht aus Längseisen — für die in neuester Zeit nur noch gewalzter Siemens-Martin-Stahl zur Verwendung gelangt — und einer dünnen, äußeren und inneren Drahtspirale zum Zusammenhalten der Längsstäbe und deren gegenseitiger Festlegung. Da das Eisengerippe auf besonders konstruierten, genau arbeitenden Flechtmaschinen gearbeitet wird, ist für dessen genaue Form große Sicherheit geboten. Nachdem die so vorbereitete Eisenbewehrung in der Hohlform, entsprechend ihrer späteren Lage im Mastquerschnitt, festgelegt und der Mörtel eingefüllt ist, gelangt die Form in die aus Fig. 2 zu ersiehende Schleudermaschine, die so eingerichtet ist, daß sie, je nach dem Durchmesser des Schleuderkörpers, 300—1500 Umdrehungen in der Minute auszuführen und vor allem sehr schnell anzulaufen vermag. Dies ist notwendig, um eine Entmischung der spezifisch verschieden schwe-

ren Mischungsbestandteile — des Zementes und des Sandes — zu verhindern. Nach wenigen Minuten — in der Regel 8 bis 10 — ist der Schleuderkörper fertiggestellt. Bei der Rotation bewirkt ein im Mörtel vorhandener Überschuß von Wasser, daß dieses gegen die Innenfläche des sich bildenden Hohlkörpers geschleudert, durch seinen Stoß diese mechanisch festigt und dichter macht. Die anfangs gehegte Befürchtung, daß der Zement an die Außenfläche geschleudert werden und nach dem Innern des Hohlkörpers fortschreitend, sich die Mischung immer weniger fett zeigen könnte, hat sich als unbegründet ergeben.

Nach Beendigung des Schleudersprozesses wird die Form in der Maschine ein wenig angehoben, um dem überflüssigen Wasser einen Ablauf zu gestatten; in der Form verbleibt der Mast nun wenige Tage, da er alsdann schon genügend gefestigt und abgebunden ist, um herausgenommen zu werden; seine endgültige Erhärtung findet unter einem dauernd feucht gehaltenen Sandbette statt.

Obwohl Prüfungen, welche das mehrfach genannte Werk mit den von ihm erzeugten Schleuderkörpern selbst vorgenommen hat, gute Ergebnisse geliefert, und sich die Masten auch in der Praxis und unter den verschiedensten Einflüssen bisher bestens bewährt haben, erschien es

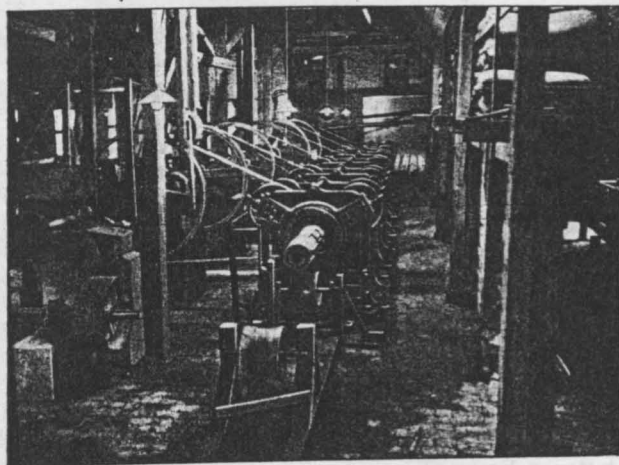


Fig. 2.

doch angebracht, die Konstruktion einer genauen wissenschaftlichen Prüfung zu unterwerfen. Auf diese sei nachstehend eingegangen.

Die Prüfung wurde von seiten der Königl. Sächs. Mechanisch-technischen Versuchsanstalt zu Dresden ausgeführt und zwar

*) Vergl. u. a. die Mitteilungen des Verfassers dieses in Beton und Eisen 1908 No. IV. Die Herstellung der Schleuderkörper ist in fast allen Kulturländern durch Patent geschützt, in Deutschland durch das D. R. P. Nr. 190432 vom 24. II. 1907.

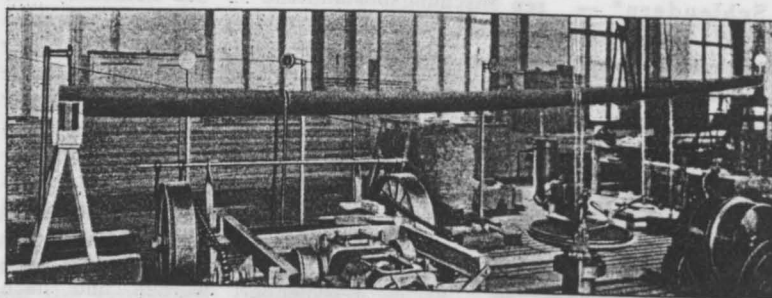


Fig. 3.

Belastungsstufen erkennen. Vor jeder Ablesung der Durchbiegungen wurde naturgemäß gewartet, bis die Apparate in Ruhe gekommen, also die Formänderungen beendet waren.

Die Einzelheiten der Versuchsergebnisse II und III sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Versuch II (Mast VII d).

Be- lastung kg	Ablesung in mm an den Meßstellen					
	I	II	III	IV	V	VI
2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
61	74,0	30,0	19,7	6,2	0,2	-0,1
96,5	135,4	80,7	38,9	12,2	0,4	-0,1
114	162,3	98,5	47,6	14,8	0,5	-0,1
134	196,6	118,3	57,0	18,1	0,7	-0,2
154	236,7	142,0	68,3	22,0	0,8	-0,2
174	268,9	161,7	78,3	25,1	0,9	-0,3
194	306,3	184,1	88,2	28,7	1,1	-0,3
214	343,0	206,6	98,5	32,3	1,2	-0,4
234	383,6	229,5	120,7	36,1	1,4	-0,5
254	420,4	253,3	129,9	39,2	1,6	-0,6
274	464,6	279,7	142,8	43,5	1,8	-0,7 ¹⁾
274	476,6	289,1	147,8	45,4	2,0	-0,8 ¹⁾
294	504,2	305,6	155,8	48,1	2,2	-0,8
315	526,0	318,7	162,3	50,3	2,4	-0,9
325	561,0	340,5	172,0	53,7	2,4	-1,2 ²⁾
345	603,5	366,5	184,9	59,7	2,5	-1,2 ²⁾
365	644,0	390,5	196,4	62,7	2,8	-1,3
385	693,4	421,9	213,5	68,0	3,3	-1,5
405	740,7	451,5	225,8	72,3	3,8	-1,5 ³⁾
426	885,0
461	926,0
471	950,0
481	975,0
491	1009,0
501	1040,0
511	1080,0
521	1125,0
531	1180,0
541	Bruchbelastung					

wurden im ganzen drei Masten geprobt. Wenn diese Zahl auch gering erscheinen mag, so zeigten doch die untersuchten Masten bei der Prüfung ein so gleichartiges Verhalten — wie sich das aus ihrer fabrikmäßigen, gleichmäßigen Herstellung ja auch durchaus erklärt —, daß hier die Ergebnisse auch weniger Versuche eine Verallgemeinerung gestatten.

Bei Versuch I war der Mast — wie Fig. 3 erkennen läßt — wagerecht eingespannt; ohne daß es möglich war, die Bruchbelastung zu erreichen, zeigte sich schließlich bei einer auf die Mastspitze von unten aus wirkenden Einzellast von 550 kg dort eine Gesamtausbiegung von rund 1,10 m, die nach Fortnahme der Belastung in kurzer Zeit fast ganz wieder verschwand.

Bei den Versuchen II und III, waren die Masten, entsprechend ihrer späteren Beanspruchung senkrecht eingespannt und — wie Fig. 4 — erkennen läßt — an ihrer Spitze durch einen dort wagerecht wirkenden Zug auf Biegung belastet; hierbei war ein an der Mastspitze mit Hilfe einer Schelle befestigtes Drahtseil über eine Leitrolle geführt und am freien Ende mit einem Gefäß zur Aufnahme der Belastungsgewichte versehen. Letztere bestanden aus Eisenbarren und Wasserbelastung und waren so eingerichtet, daß eine schrittweise Steigerung der Last um je 20 bzw. 10 kg vorgenommen werden konnte. Bei mehrfachen Entlastungen während der Versuche zeigte sich stets ein fast vollkommenes Zurückgehen der Ausbiegungen, die demgemäß fast gänzlich elastischer Art waren; auch ergab bei Mast II eine Dauerbelastung von 50 Minuten keine nennenswerte Vergrößerung der bereits eingetretenen Formänderungen.

Die Ausbiegung des Mastes aus seiner senkrechten Stellung wurde mit Zeigerapparaten und Meßstäben festgestellt.

Die Fig. 5 a b — 6 a b lassen die Größe der Ausbiegungen an den einzelnen Meßstellen der Maste in Abhängigkeit von den Belastungen und den Verlauf der elastischen Linie bei verschiedenen

¹⁾ 2. Ablesung nachdem der Mast 50 Minuten unter Belastung gestanden hatte.

²⁾ Rißbildung schräg zur Achse des Mastes innerhalb der Einspannungslänge.

³⁾ Messung der Ausbiegung an der Mastspitze mit Maßstab. Apparate I bis VI konnten nicht mehr abgelesen werden.

Versuch III (Mast VII c).

Be- lastung kg	Ablesung in mm an den Meßstellen					
	I	II	III	IV	V	VI
2,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
61	67,0	40,9	19,4	7,1	0,2	-0,3
100	130,0	81,7	39,1	22,9	0,3	-0,4
120	160,5	100,6	48,4	25,9	0,4	-0,5
140	194,0	120,9	59,0	28,2	0,5	-0,6
160	229,5	142,8	70,0	32,7	0,6	-0,7
180	267,0	166,0	81,7	36,4	0,7	-0,8
200	302,0	186,9	92,5	39,8	0,9	-0,9 ¹⁾
220	319,5	211,4	105,0	41,0	1,0	-1,0
240	374,0	217,6	115,0	44,6	1,1	-1,1
260	409,0	253,1	126,1	48,1	1,3	-1,3
280	446,5	254,6	137,8	51,9	1,4	-1,3
300	488,0	298,0	152,2	57,2	1,6	-1,4
305	515,5	315,0	160,8	58,4	1,7	-1,5
325	534,5	326,9	166,8	60,3	1,8	-1,6
345	569,0	348,7	178,2	64,0	2,0	-1,2
365	613,0	375,4	192,1	68,6	2,1	-1,8
385	651,0	399,4	205,1	72,9	2,3	-1,9
405	693,0	426,6	219,7	77,5	2,5	-2,0 ²⁾
425	745,0	459,6	238,1	82,4	2,8	-2,2
445	794,0	505,1	256,3	88,6	3,0	-2,3
465	853,0	526,6	277,0	—	—	— ³⁾
485	922,5	572,6	302,4	—	—	—
505	1113,0	—	—	—	—	—
505	Bruchbelastung					

1) Feine Rißbildung, schräg zur Mastachse innerhalb der Einspannlänge.

2) Schubrisse treten auf.

3) Risse auf der Druckseite des Mastquerschnittes.

Der Beton der geprüften Masten war zusammengesetzt aus:

32 kg Zement, 245 kg Sand, 8 kg Asbestfasern und 68 kg Wasser. Die Bewehrung bestand aus 16 gezogenen Eisendrähten von 9,0 m Länge und 6 mm \varnothing und 15 gleichartigen Einlagen von rund 6,00 m Länge. Die Erhärtung war unter feuchtem Sande erfolgt, das Alter der Maste 10 Wochen, die Dauer des Schleuderverfahrens bei ihrer Herstellung 10 Minuten. Die Längseisen wurden durch eine äußere und eine innere Drahtspirale zusammengehalten, die aus 3 mm starkem Draht bestehend, Steigungen von 20 bzw. 15 cm aufwies.

Berechnungen der Spannungen aus den Versuchsergebnissen.

Wendet man zunächst die von Dr. Ing. Kögler in dieser Zeitschrift, I. Jahrgang S. 217, gegebene Berechnungsmethode an, vernachlässigt also die

Zugspannungen im Beton, so stellt sich die Spannungsberechnung folgendermaßen:

Länge des Mastes 8,92 m; Einspannungsstelle in 1,80 m Entfernung von unten. Der Durchmesser

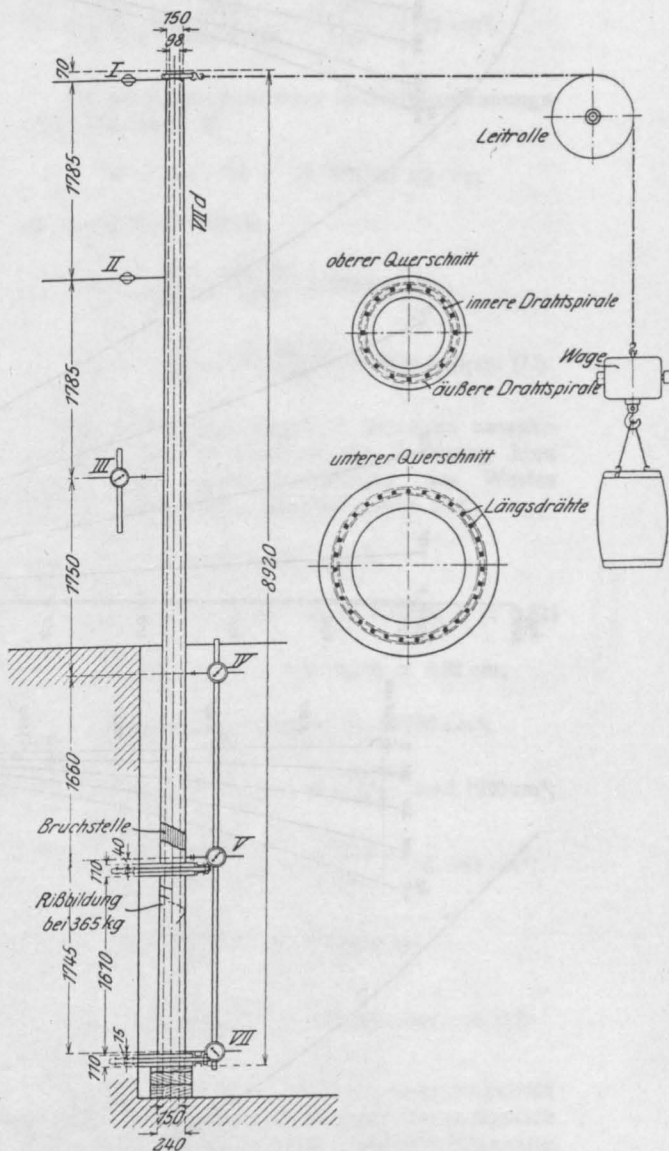


Fig. 4.

Versuchsdurchführung bei den Masten II und III.

hierselbst folgt (vergl. Fig. 7) aus den Beziehungen:

$$x : 180 = 4,5 : 892; x = 0,9 \text{ cm};$$

$$x_1 : 180 = \left(\frac{15}{2} - \frac{9,8}{2} \right) : 892; x_1 = 0,525 \text{ cm}.$$

$$2 R_0 = 24,0 - 2 \cdot 0,9 = 22,2 \text{ cm};$$

$$2 R_1 = 15,0 - 2 \cdot 0,525 = \text{rd. } 14 \text{ cm};$$

$$\phi_b = 11,1 - 7,0 = 4,1 \text{ cm}.$$

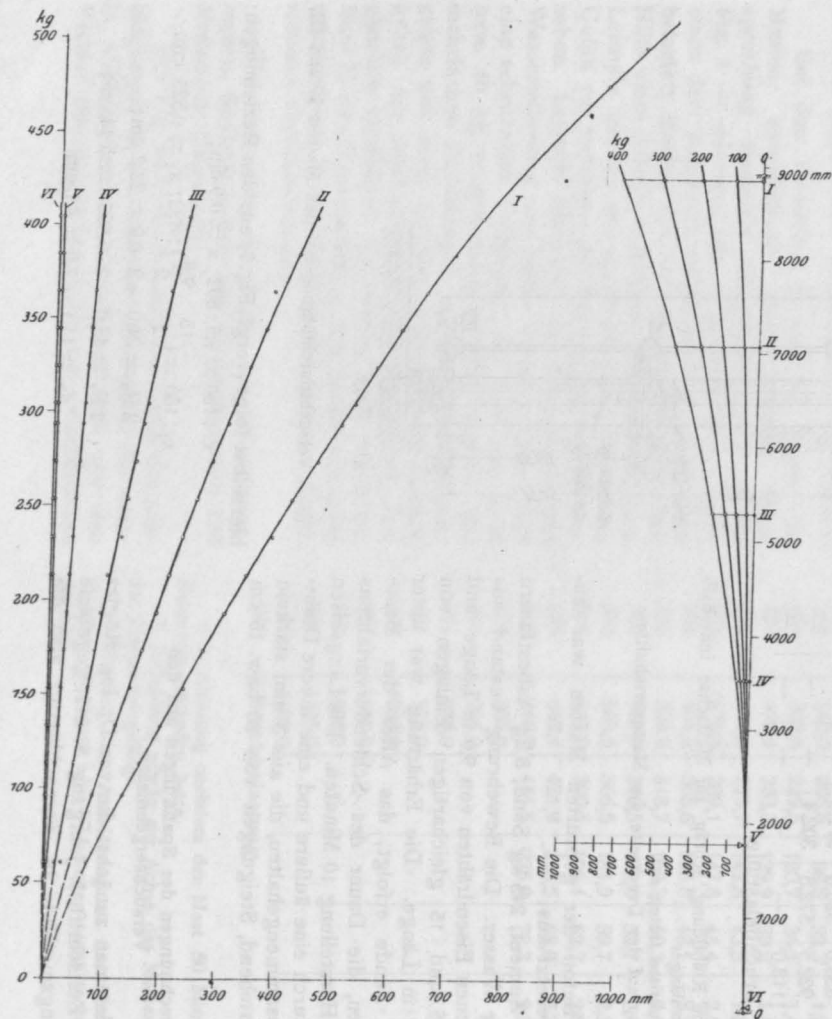


Fig. 5 a, b.

Kurven für die Prüfung des Mastes II (VII d).

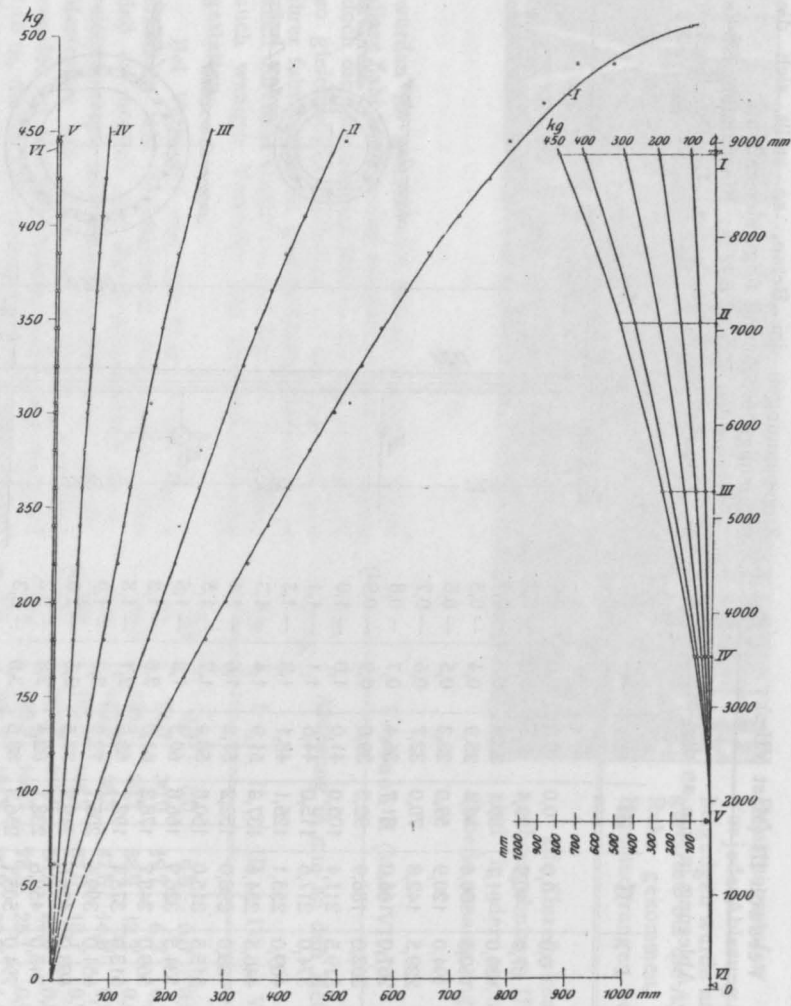


Fig. 6 a, b.

Kurven für die Prüfung des Mastes III (VII c).

Demgemäß wird die Betonquerschnittsfläche im Einspannungsquerschnitte

$$F_b = \pi (R_0^2 - R_1^2) = 3,14 (11,1^2 - 7,0^2) = \text{rd. } 234 \text{ cm}^2$$

und nach Abzug der Eisenquerschnitte

$$= \text{rd. } 226 \text{ cm}^2.$$

Es ist

$$\begin{aligned} F_e &= 31 \text{ Rundeseisen} \\ &\quad \text{von } 6 \text{ mm } \varnothing \\ &= 31 \cdot 0,2827 \\ &= 8,76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

und mithin

$$\begin{aligned} q &= \frac{F_e}{F_b} = \frac{8,76}{226} \\ &= 0,039. \end{aligned}$$

Hieraus folgt nach der Kögler'schen Berechnung und den dort mitgeteilten Tabellen*)

$$\text{tg } \beta - \beta = \pi \cdot n \cdot q = 3,14 \cdot 15 \cdot 0,039 = 1,83;$$

$$\beta = \text{rd. } 72^\circ \text{ und } \cos \beta = 0,309.$$

Hierbei ist also $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ gerechnet; da es sich bei einem Bruchversuche um hohe Spannungen im Beton und demgemäß einen kleinen E_b -Wert handelt, ist nachstehend die Rechnung auch noch für $\frac{E_e}{E_b} = 20$ durchgeführt.

Die Lage der Nulllinie bestimmt sich aus ihrem Abstände von der Schwerachse = x (Fig. 8) durch die Gleichung:

$$\begin{aligned} x &= R \cos \beta \\ &= \left(R_1 + \frac{\delta_b}{2} \right) \cos \beta \\ &= \left(7,0 + \frac{4,1}{2} \right) \cos \beta \\ &= 9,05 \cdot 0,309 = 2,8 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Demgemäß wird

$$c = 2,784^*)$$

und

$$\begin{aligned} J &= R^3 \delta_b \cdot c = 9,05^3 \cdot 4,1 \cdot 2,784 = 741,2 \cdot 4,1 \cdot 2,784 \\ &= \text{rd. } 8470 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

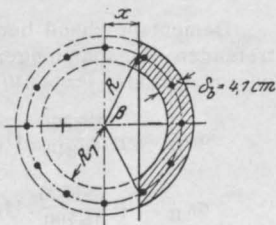


Fig. 8.

$$W_b = \frac{J}{R + \frac{\delta_b}{2} - x} = \frac{8470}{11,1 - 2,8} = \frac{8470}{8,3} = \text{rd. } 1020 \text{ cm}^3$$

$$W_e = \frac{J}{R + x} = \frac{8470}{9,05 + 2,8} = \frac{\text{rd. } 8470}{11,9} = 715 \text{ cm}^3.$$

Da das Biegemoment an der Einspannungsstelle (bei Mast II)

$$M = 541 \cdot 712 = \text{rd. } 385\,200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

ist, so wird schließlich

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{385\,200}{1020} = 378 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_e = n \frac{M}{W_e} = \frac{15 \cdot 385\,200}{715} = 8100 \text{ kg/qcm (?)}$$

Da das letztere Ergebnis durchaus unwahrscheinlich ist, sei zunächst die Rechnung kurz noch einmal unter Verwendung des Wertes $n = 20$ durchgeführt. Hierbei ergibt sich:

$$\text{tg } \beta - \beta = 3,14 \cdot 20 \cdot 0,039 = 2,45;$$

$$\beta = \text{rd. } 75^\circ 10'; \cos \beta = 0,256; c = 3,52;$$

$$x = R \cos \beta = 9,05 \cdot 0,256 = 2,32 \text{ cm};$$

$$J = 741,2 \cdot 4,1 \cdot 3,52 = \text{rd. } 10\,750 \text{ cm}^4;$$

$$W_b = \frac{10\,750}{11,1 - 2,32} = \text{rd. } \frac{10\,750}{8,8} = \text{rd. } 1220 \text{ cm}^3;$$

$$W_e = \frac{10\,750}{9,05 + 2,32} = \frac{10\,750}{11,37} = \text{rd. } 945 \text{ cm}^3;$$

$$\sigma_b = \frac{385\,200}{1220} = \text{rd. } 310 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_e = \frac{20 \cdot 385\,200}{945} = \text{rd. } 8150 \text{ kg/qcm (?)}$$

Während der für σ_b ermittelte Spannungswert bei einem Bruchversuche durchaus wahrscheinlich erscheint, ist die für das Eisen ermittelte Spannung viel zu hoch und bereits erheblich über dessen normaler Festigkeitsgrenze gelegen. Demgemäß erscheint der Schluß gerechtfertigt, daß es sich bei dem hier vorliegenden, durch das Schleuderverfahren gewonnenen Material um einen sehr elastischen Stoff handelt, bei dem es nicht zugänglich sein dürfte, die Zugspannungen im Beton zu vernachlässigen. Darauf weisen auch die ganz außerordentlich großen Durchbiegungen bei der Prüfung hin. Demgemäß sei der Versuch unter der Voraussetzung nachgerechnet, daß auch die

*) »Armierter Beton« 1908 S. 222.

Betonzugzone sich an der Kräfteübertragung voll beteiligt habe und ihr elastisches Verhalten das gleiche wie das der gedrückten Querschnitteile gewesen sei. Alsdann fällt die Nulllinie mit der Querschnittsschwerachse zusammen und es ergibt sich das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes = J zu:

$$J = J_b + (n-1) J_e^*.$$

Hierbei ist die Schwächung der Betonfläche durch das Eisen berücksichtigt. Für n seien auch hier die beiden Werte $n=15$ und $n=20$ in Berücksichtigung gezogen. Im Hinblick auf Fig. 7 ergibt sich:

$$J_b = \frac{\pi}{4} (R_0^4 - R_1^4) = \frac{3,14}{4} (11,1^4 - 7^4) = \text{rd. } 9600 \text{ cm}^4.$$

Um J_e zu ermitteln, denke man sich die gesamten Eiseneinlagen in einem, in Querschnittsmittellage liegenden, zusammenhängenden Ring vereinigt. Da F_e im Einspannungsquerschnitt = $8,76 \text{ cm}^2$ und der mittlere Radius $= R = 7 + 2,05 = 9,05 = 11,1 - 2,05 = 9,05 \text{ cm}$ ist, so ergibt sich mithin die Stärke des Ersatz-Eisenringes d_e aus der Gleichung:

$$d_e \cdot 2 R \pi = 8,76;$$

$$d_e = \frac{8,76}{2 \cdot 9,05 \cdot 3,14} = 0,154 \text{ cm} = \text{rd. } 0,16 \text{ cm}.$$

Demgemäß wird:

$$\begin{aligned} J_e &= \frac{\pi}{4} \left((9,05 + 0,08)^4 - (9,05 - 0,08)^4 \right) \\ &= \text{rd. } \frac{\pi}{4} (9,13^4 - 8,97^4) = \frac{3,14}{4} (6948 - 6474) \\ &= \frac{3,14}{4} \cdot 474 = 372 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Nunmehr folgt das Hauptträgheitsmoment für $n=15$ sowie $n=20$ aus den Beziehungen:

$$J_{n15} = J_b + 14 \cdot J_e = 9600 + 14 \cdot 374 = \text{rd. } 14840 \text{ cm}^4.$$

$$J_{n20} = J_b + 19 \cdot J_e = 9600 + 19 \cdot 374 = \text{rd. } 16700 \text{ cm}^4.$$

Demgemäß werden die Spannungen im Beton desgl. im Eisen:

$$\sigma_b = \pm \frac{385200}{14480} \cdot 11,1 = \text{rd. } \pm 290 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw.}$$

$$= \pm \frac{385200}{16700} \cdot 11,1 = \text{rd. } \pm 256 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = \pm 15 \cdot \frac{385200}{14480} \cdot 9,13 = \text{rd. } \pm 3560 \text{ kg/cm}^2 \text{ bzw.}$$

$$= \pm 20 \cdot \frac{385200}{16700} \cdot 9,13 = \text{rd. } \pm 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

*) Vergleiche den Aufsatz von Prof. Schüle-Zürich in Beton u. Eisen 1908 IV. S. 87 die Prüfungsergebnisse der Siegwartbalken; vergl. hierzu auch die vorstehende Anmerkung auf S. 88.

Die sich bei dieser Berechnungsart ergebenden Werte sind durchaus wahrscheinlich, soweit die Druckspannung im Beton und Zug- und Druckspannung im Eisen in Frage kommen; naturgemäß muß in der meist beanspruchten Zugfaser, die im Endpunkte der Schwerachse und der Kräftebene liegt, der Beton schon vor dem Bruchstadium reißen, was auch bei den Versuchen sich zeigte; es ergibt sich aber aus der voranstehenden, angenäherten Rechnung, bei welcher die Eisenspannungen schon nahe an die Festigkeitsgrenze herankommen, daß der Beton immerhin erheblich an der Übertragung der Zugkräfte mitgewirkt haben muß, ein Ergebnis, welches bei der sehr dichten, feinkörnigen und gleichartigen Beschaffenheit des Schleuderbetons auch durchaus erklärlich erscheint.

Wendet man zur Berechnung der Spannungen die in der Anmerkung entwickelte Bourgeatsche Gleichung an und setzt hier, um dies tun zu können, die Anzahl der Eisen von $6 \text{ mm } \varnothing = 32$, so ergibt sich für $n=15$ und unter Vernachlässigung des

Summanden $\frac{j^2}{16}$ ein Trägheitsmoment von:

$$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) + \frac{\pi}{64} \cdot 8 \cdot (14) \cdot 32 \cdot 0,6^2 \cdot 9,1^2$$

$$= 9600 + 3,14 \cdot 14 \cdot 4 \cdot 0,36 \cdot 82,8$$

$$= 9600 + 5230 = 14830 \text{ cm}^4,$$

also ein, dem oben entwickelten ziemlich genau entsprechendes Ergebnis.

Berücksichtigt man, daß die ersten Risse an der Zugseite im Beton bei Versuch II bei einer Horizontalkraft an der Mastspitze von 335 kg, bei Versuch III desgl. bei 200 kg und zwar nahe der Einspannungsstelle eingetreten sind, so ergeben sich die Biegemomente zu:

$$M_{II} = \text{rd. } 712 \cdot 335 \text{ kgcm} = \text{rd. } 238\,520 \text{ kgcm}$$

und

$$M_{III} = \text{rd. } 712 \cdot 200 \text{ kgcm} = \text{rd. } 142\,400 \text{ kgcm}.$$

Dementsprechend berechnen sich die hier auftretenden Zugspannungen im Beton bei $n=15$ bzw. $n=20$, also $J=14\,840 \text{ cm}^4$ bzw. $=16\,700 \text{ cm}^4$ zu:

$$\sigma_{bII} = + \frac{238\,520}{14\,840} \cdot 11,1 = + 178 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{bII} = + \frac{238\,520}{16\,700} \cdot 11,1 = + 159 \text{ "}$$

$$\sigma_{bIII} = + \frac{142\,400}{14\,840} \cdot 11,1 = + 106 \text{ "}$$

$$\sigma_{bIII} = + \frac{142\,400}{16\,700} \cdot 11,1 = + 95 \text{ "}$$

Auch bei Berücksichtigung der kleineren, ganz außerordentlich hochliegenden Werte, zeigt sich, daß hier die Betonqualität eine wesentlich andere

als sonst durch Stampfen erreichbar, gewesen sein dürfte, daß also der Schleuderbeton sich erheblich an der Aufnahme der Zugkräfte beteiligt. Leider war es wegen der Form der Körper und in Anbetracht des Umstandes, daß sie gegenüber einem hohen Innendruck nicht ausreichend dicht waren, bisher nicht möglich, ihre absolute Zugfestigkeit zum Vergleiche zu bestimmen; immerhin kann man aber aus den vorstehenden Biegeversuchen schließen, daß sie etwa gleich der Hälfte der dort gefundenen Werte sein wird, und demgemäß zwischen 40 und 80 kg/qcm liegen dürfte.

Die vorstehend beschriebenen Masten werden z. Z. von dem Werke in Längen von 7,50 bis zu 14 m in 48 verschiedenen Nummern geliefert; ihr oberer äußerer Durchmesser schwankt von 15 bis zu 22 cm, ihr unterer von 22,5 bis 37 cm, während die Wandstärken von 5 bis 9 cm gehen. Bei fünf-facher, in der Regel üblicher Sicherheit können diese Masten mittlerer Stärke mit einer an ihrer Spitze wagerecht angreifenden Kraft von 80–400 kg, je nach Abmessung und Armierung, belastet werden, während bei vier-facher Sicherheit von den größten Querschnitten und Längen von 9–10 m sogar Horizontalbelastungen bis zu 1100 kg getragen werden können.

Über die Preise der Masten, die zwischen den Kosten gleich tragfähiger Konstruktionen aus

Holz und Eisen stehen, gibt eine besondere Liste des Werkes Auskunft.

Da letzteres z. Z. dabei ist, eine größere Fabrik-anlage zu bauen und in ihr eine Anzahl von Schleuder- und Wickelmaschinen aufzustellen, dürfte einer allgemeinen Einführung der Schleuder-masten in die bauliche Praxis der Weg geebnet werden. Aber nicht nur dort, wo die Masten als fertige Konstruktionen bezogen werden können, sondern auch an Stellen, wo ihre Herstellung erst erfolgen muß, werden sie sich eine Stellung zu erwerben vermögen; dabei sei auf die Einfachheit des Verfahrens, die wenig Raum und Kraft ver-langenden Maschinen und auf die leicht zu be-schaffenden Rohmaterialien verwiesen. Gerade diese Umstände dürften dazu führen, bei unseren ausländischen oder kolonialen Bahnbauten die Masten einzuführen, die sich — ohne ein besonders geschultes Personal und ohne eine irgend erhebliche Gefahr des Mißlingens — an jedem beliebigen Orte erzeugen lassen.

Über die Verwendung der Schleuderrohre als Grubenhölzer und ihre Bewährung als solche wird eine spätere Mitteilung vorbehalten. Es sei nur schon jetzt auf die große volkswirtschaftliche und technische Bedeutung dieser Anwendung hin-gewiesen.

Anfrage: Kann man gewagt werden, in für tiefere Wasserstände Masten zu fertigen von 14 m Länge, die in 10 m Höhe aufgestellt werden können?

DIE EINWIRKUNG VON MOOR- UND GRUNDWASSER AUF BETON.

Von Dr. Erich Stephan (Steglitz).

Die beiden Fälle, in denen größere Betonbauwerke der angreifenden Wirkung von Wässern unterlagen — die teilweise Zerstörung des Haupt-sammelkanals der Stadt Osnabrück und der Reservoirs des Frankfurter Wasserwerks —, sind in Fachkreisen zur Genüge bekannt geworden und haben berechtigte und nachhaltige Beun-ruhigung hervorgerufen. Erneut hat die Frage: Wirken Moor- und Grundwasser schädlich auf Beton ein? an Interesse gewonnen, da von seiten der Staatsbehörden die Vorarbeiten für die Er-schließung der Moore in Angriff genommen sind, und unter diesen auch ausgedehnte Versuche über das Verhalten von Beton im Moor Aufschluß geben sollen.

Was früher nicht üblich war, eine chemische Boden- und Wasseruntersuchung vor dem Bau vornehmen zu lassen, hat sich als ein wertvolles und wirksames Mittel erwiesen, sich gegen spätere, vielleicht enorme Prozeß- und Reparaturkosten zu schützen, und ist bei allen staatlichen und städtischen Behörden und wohl auch bei allen größeren Firmen des Betonbauwesens ge-

bräuchlich geworden. Es erscheint daher er-wünscht, daß auch der Bauunternehmer selbst sich ein ungefähres Urteil über die evtl. Aggressivität nach vorgelegten Analysenresultaten bilden kann.

Die beiden erwähnten Fälle sind deshalb be-sonders interessant, weil sie die typischen Bei-spiele für die Art und Weise darstellen, wie in Wässern gelöste Agentien angreifend auf Beton wirken können. Denn man kann die Wirkungsart aggressiver Wässer auf zementhaltige Massen zwei Hauptgesichtspunkten unterordnen:

1. Es entstehen durch die chemische Um-setzung wasserlösliche Verbindungen, die fort-gelaut werden. Dadurch wird der Zusammen-halt des Betons gelockert.

2. Es entstehen durch die infiltrierten Agen-tien neue Verbindungen, deren Auftreten mit einem Volumenzuwachs verbunden ist. Diese rufen Spannungen hervor, die nur durch teilweise Zerstörung des Bauwerks ausgelöst werden können.

Die Größe der zerstörenden Einflüsse ist

direkt proportional den Konzentrationen der auftretenden schädlichen Agentien und der Zeit der Einwirkung. Die in der Praxis meist auftretenden geringen Konzentrationen werden in fließendem Wasser durch die stete Erneuerung der angreifenden Mittel ausgeglichen. Aber auch bei stagnierendem Wasser kann nicht ohne weiteres angenommen werden, daß die schädlichen Reaktionen nach kürzerer oder längerer Frist zum Stillstand kommen, und damit nach einem anfänglichen vielleicht geringfügigen Festigkeitsverlust die Gefahr für den Beton beseitigt sei.

Speziell in Wässern, die mit reichen Mengen organischer Substanzen in Berührung sind oder waren, treten als solche Agentien, die befähigt sind, mit Bestandteilen des Zements zu reagieren, hauptsächlich: Kohlensäure, organische Säuren und gelöste organische Substanz (Humussäuren, Huminstoffen) auf.

Kohlensäure wird bei der Verwesung organischer Substanz direkt abgespalten, hauptsächlich entsteht sie aber durch die weitere Zersetzung der Spaltungsprodukte, namentlich der Kohlenwasserstoffe. Da diese keinen Sauerstoff mehr enthalten, müssen sie, um CO_2 bilden zu können, diesen der Umgebung entziehen. Hier sind es namentlich Eisenverbindungen, denen durch diesen Prozeß Sauerstoff entzogen wird, Eisenoxydverbindungen also in Eisenoxydulverbindungen übergeführt werden. Mit letzteren bildet ein Teil der entstandenen Kohlensäure Eisenkarbonat, das bei Luftzutritt wieder in Eisenoxydhydrat und Kohlensäure zerfällt. Sind Substanzen, die wie das Eisenoxydul Kohlensäure binden können, nur in geringer Menge vorhanden, so wird sich ein großer Teil der Kohlensäure im Wasser lösen. Die Kohlensäure tritt also in zweifacher Gestalt auf, als freie, im Wasser gelöste, und als gebundene, aber zum Teil wie beim Eisen leicht abspaltbare. Fest gebundene Kohlensäure ist für den Beton unschädlich gemacht und interessiert daher hier weniger.

Freie Kohlensäure bildet mit dem Kalk des Zements Calciumbikarbonat, das durch Wasser leicht fortgelöst wird. Die stark kalklösende Wirkung kohlensäurehaltigen Wassers ist bekannt. Nach dem Bericht des Herrn Stadtbaurat Kölle werden im Frankfurter Wasserwerk von dem 30 mg CO_2 pro Liter enthaltenden Rohwasser täglich 1700 kg Marmor gelöst. Die Kohlensäure, die gemeinhin zu den schwachen und harmlosen Säuren zählt, zeigt sich also in ihrem speziellen Verhalten zu Kalk als ein Agens, dessen Wirkung sorgfältigst in Betracht zu ziehen ist.

Jedoch nicht nur die im Wasser gelöste Kohlensäure kann zerstörend wirken. Ich setze den Fall, ein Betonkanal durchschneidet ein Gelände, für dessen Grundwasser die zur Bildung von Eisenkarbonat erforderlichen, oben ge-

schilderten Bedingungen gegeben sind. Ist der Kanal nicht gegen das Eindringen von Grundwasser geschützt, so wird dieses die Wände durchsickern, das mitgeführte Eisenkarbonat kommt mit der das Kanalinnere durchstreichenden Luft in Berührung, Kohlensäure wird abgespalten, löst sich im Wasser und kann sich an dem Zerstörungswerk, das nun auch von innen nach außen fortschreitet, beteiligen. Die Eisenverbindung hat als Transportmittel für die Kohlensäure gedient. Eine rotbraune Färbung oder ein Beschlag von Eisenoxydverbindungen deutet auf ihre Tätigkeit hin.

Auch in stagnierendem Wasser können die Eisenverbindungen eine ähnliche Rolle übernehmen. Mit ihrer Hilfe entstehende Kohlensäure bildet Eisenkarbonat, das im Wasser gelöst an der Oberfläche desselben mit Luft in Berührung kommt. Kohlensäure wird entbunden, löst sich zum Teil im Wasser, das Eisen oxydiert sich, die entstandenen Eisenoxydverbindungen sinken zu Boden und das Spiel kann von neuem beginnen. Ein Bauwerk ist also in solchem Wasser dem steten Angriff neu gebildeter Kohlensäure ausgesetzt. Deshalb wurde oben angedeutet, daß stagnierendes Wasser nicht etwa einen früheren oder späteren Stillstand der schädlichen Reaktionen garantiert.

Von organischen Säuren ist bei der Zersetzung vegetabilischer Reste die Bildung von Essigsäure gegeben. Auch sie bildet mit Kalk eine leicht lösliche Verbindung, wirkt also in dem gleichen Sinne wie Kohlensäure. Hat jedoch das entstandene Calciumacetat Gelegenheit, im Beton zu kristallisieren, so übt es eine sprengende Wirkung aus.

Übergießt man ein Betonstück mit Essigsäure und läßt diese allmählich abdunsten, so beobachtet man, daß aus der Oberfläche ein Teil des gebildeten Calciumacetats in grotesken Formen herausblüht, während sich weit klaffende Risse öffnen.

Es ist durchaus nicht notwendig, daß immer mit der Reaktion zwischen dem Kalk des Zements und einer Säure eine derartige zerstörende Wirkung verbunden ist. Oxalsäure, die gleichfalls auftreten kann, bildet ein in Wasser, Essigsäure und Oxalsäure schwer lösliches Calciumsalz, dessen Kristallisationsprozeß im Beton keine schädliche Wirkung zeitigt. Behandelt man Beton in der gleichen Weise mit Oxalsäure, wie oben für Essigsäure angegeben wurde, so wird man keinerlei ungünstige Wirkung konstatieren können, obwohl Oxalsäure als Säure viel stärker als Essigsäure ist. Da auch Kohlensäure den oxalsäuren Kalk nicht zersetzt, ist es chemisch möglich, Beton durch Behandeln mit Oxalsäure gegen die Einwirkung von Kohlensäure und Essigsäure zu schützen.

Die Wirkung der im Wasser gelösten organischen Bestandteile und der sogenannten Humus-säuren tritt gegen die der Kohlensäure und der Essigsäure vollständig zurück. Es müßten schon enorme Mengen solcher Huminsubstanzen vorhanden sein, wenn sich ihre Wirkung in der Bildung und Fortlösung von Calciumhumat dokumentieren sollte. Es ist noch nicht festgestellt, ob diese Substanzen auf erhärteten Beton überhaupt einwirken. Nun bilden aber die Humusstoffe mit Ferri- und Aluminiumsalzen unlösliche Humate. Das Vorhandensein solcher Salze würde also ihre Wirkung aufheben. Nach Zilliacus genügen sehr kleine Mengen dieser Salze, um den Humusgehalt vollständig auszufüllen.

Das typische Beispiel für die angreifende Wirkung kohlensäurehaltigen Wassers ist die Zerstörung von Beton im Wasserwerk Frankfurt am Main. Es ist nicht uninteressant nun nach dem Vorhergesagten, die von Herrn Wasserwerksdirektor Scheelhase auf der XI. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in seinem Vortrag gegebenen Wasseranalysen zu diskutieren.

Gefundene mgr/l	Quellwasser aus Vogelsberg und Spessart	Grundwasser aus dem Frankfurter Stadtwalde
Abdampfdruckstand	72,4	59,3
Glühverluste . . .	1,5	4,2
Kalk	12,7	11,5
Magnesia	9,0	3,4
Alkalien	5,1	7,8
Eisenoxydul . . .	Spuren	Spuren
Kieselsäure	17,5	10,3
Chlor	5,7	8,1
Schwefelsäure . .	2,5	4,8
Salpetersäure . . .	} fehlen	} fehlen
Salpetrige Säure .		
Ammoniak		
CO ₂ gebunden . .	18,5	8,4
Gesamthärte . . .	2,5°	1,5°
Sauerstoff	10,3	6,0
Freie Säure	8,5	30,0
Verhalten	normal	aggressiv

Es fällt sofort der beträchtlich höhere Gehalt des Frankfurter Grundwassers an freier Kohlensäure auf. Er ist der maßgebende Faktor für die Aggressivität, der maßgebende, nicht der alleinige. Es ist wohl denkbar, daß von zwei Wässern mit verschiedenem Kohlensäuregehalt das mit dem niedrigeren angreifend wirkt, das andere nicht. Dies ist in der Lösungsfähigkeit des Wassers für kohlensaurer Kalk begründet. Die Analyse des normalen Wassers zeigt einen

höheren Kalkgehalt, dazu nur die Hälfte des Gehaltes an (gebundener) Schwefelsäure. Dies besagt, daß von dem an sich höheren Kalkgehalt des Spessartwassers auch nur etwa halb so viel als Gips im Wasser gelöst ist, als bei dem Wasser aus dem Stadtwalde. Da der Rest des Kalkes sich als Bikarbonat in Lösung befindet, heißt dies mit anderen Worten, daß das Spessartwasser bereits einen erheblich höheren Sättigungsgrad für Calciumbikarbonat erreicht hat. In dem gleichen Maße ist aber auch seine Lösungsfähigkeit für Calciumkarbonat herabgesetzt. Hierin liegt die Begründung der von Herrn Scheelhase angeführten Beobachtung, daß weiches Wasser mit wenig freier Säure eventuell angreifend wirkt. Ob das Wasser sauer reagiert oder nicht, ist gleichgültig. Die saure Reaktion kann durch das Vorhandensein kohlensaurer Alkalien zurückgedrängt werden. Auf die Wirkung der Kohlensäure ist dies, wie schon gesagt, ohne Einfluß. In dem Stadtwaldwasser lag ein weiches Wasser mit ziemlich hohem Gehalt an freier Kohlensäure vor, daher also die Aggressivität.

In ganz ähnlicher Weise wie Eisenoxyde zu Eisenoxydul werden schwefelsaure Metallsalze durch Entziehung des Sauerstoffs zu Schwefelmetallen reduziert. So ist der Eisenkies entstanden und entsteht heute noch in Torfmooren, ebenso Zinkblende, Bleiglanz, Kupferglanz.

Aber nicht nur schwefelsaure Schwermetalloxyde sondern auch schwefelsaure Alkalien und Erdalkalien werden durch faulende organische Substanz reduziert, sodaß Schwefelalkalien und Schwefelverbindungen der Erdalkalien entstehen; aus Gips, Ca SO₄ z. B. Ca S.

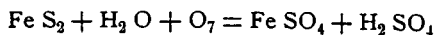
Kohlensäure zersetzt diese Sulfide:



d. h. es entsteht aus z. B. Schwefelnatrium und Kohlensäure: kohlensaures Natrium und Schwefelwasserstoff, der nun wieder der mannigfaltigsten Umsetzungen fähig ist. Er gibt Veranlassung zur Bildung der Kiese, Blenden und Glanze, er vermag mit Calciumhydrat Calciumsulfid (Ca S) zu bilden, das in Gegenwart von Wasser in leicht lösliches Calciumhydrosulfid (Ca (SH)₂) übergeht. Die Bildung von Eisenkies z. B. ist also auch durch Reduktion schwefelsaurer Alkalien und Erdalkalien in Gegenwart von Eisenverbindungen gegeben.

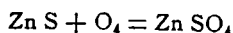
Wie aber durch Reduktion schwefelsaurer Metallsalze die Schwefelmetalle entstanden, so entstehen umgekehrt bei Sauerstoffzuführung wieder die Sulfate aus den Sulfiden, ein Fall, der z. B. bei Mooren mit erheblicher schwankendem Niveau leicht eintreten kann. Bei tiefem Wasserstand findet eine gute Durchlüftung der freigelegten Torfmassen statt, die Schwefelmetalle haben Gelegenheit sich zu oxydieren. Steigendes Wasser löst die entstandenen Sulfate heraus und reichert sich damit an.

Die Oxydation des Eisenkieses ist besonders bemerkenswert, da nach der chemischen Gleichung

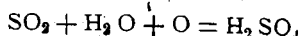
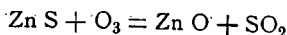


eine dem gebildeten Ferrosulfat äquivalente Menge freier Schwefelsäure entstehen muß. Mit der Luft in Berührung gebracht verwittern Pyrit und auch Markasit, die beiden Formen des Eisenkieses, schnell.

Blende oxydiert sich an der Luft viel langsamer, und nach der chemischen Gleichung:



entsteht also aus Zinkblende nur Zinksulfat, keine freie Säure wie beim Schwefelkies. Es ist aber bekannt, daß z. B. auf Hütten, wo Blende oft hochgeschichtet liegt, diese nicht selten ins „Brennen“ gerät. Dann verläuft der Oxydationsprozeß energischer und ist dem Röstprozeß in der Hütte analog:



Hier wird schweflige Säure abgespalten, die mit Wasser und Sauerstoff Schwefelsäure bildet. Diese kann dem angehäuften Material entsprechend dann in beträchtlichen Konzentrationen auftreten. Gewöhnliche Mauerpfeiler, die in solchen Blendeschüttungen stehen, haben schon nach 1 bis 2 Jahren ein ruinenhaftes Aussehen. Auch bei dem sehr leicht verwitternden Pyrit kann eine derartige energische Oxydation eintreten, und dadurch eine größere Menge Schwefelsäure entbunden werden als der oben angegebenen Gleichung entspricht. Bei der Zerstörung des Osnabrücker Kanals mögen die Verhältnisse vielleicht eine energische Oxydation des Schwefelkieses begünstigt haben, und darin die festgestellten beträchtlichen Mengen freier Schwefelsäure ihre Begründung finden.

Enthält der Boden also schwefelhaltige Materialien, so können als angreifende Agentien: schwefelsaure Salze, Schwefelsäure und Schwefelwasserstoff auftreten.

Alle leichter löslichen schwefelsauren Salze setzen sich mit dem Kalk des Zements um und bilden Calciumsulfat. Bei dem Übergang in Gips nimmt dieses 2 Mol Wasser auf, die Molekel nimmt also an Volumen zu. Infolge dieses Volumenzuwachses wird der Verband auseinander-

getrieben. Der Gips wird dann eventuell fortgelöst und dadurch eine weitere Lockerung herbeigeführt.

Calciumsulfat ist aber auch befähigt mit dem im Zement enthaltenen Aluminium ein Doppelsalz zu bilden, das nach Angabe einiger Forscher bis zu 30 Mol. Wasser aufzunehmen vermag. Die Wirkung dieses enormen Volumenzuwachses im Beton ist leicht abzuschätzen.

Auf der Gipsbildung und der Bildung dieses Doppelsalzes beruht auch die angreifende Wirkung des Meerwassers. Man hat daher durch Ersatz der Aluminiumverbindungen durch andere verwandte, die mit Gips kein derartiges Doppelsalz bilden, dieser schädlichen Wirkung zu begegnen versucht. Nicht beseitigt ist damit die Gipsbildung selbst im Beton, hervorgerufen durch das Magnesiumsulfat des Meerwassers.

Über die Reaktion freier Schwefelsäure mit Beton ist nach dem Angeführten kaum noch etwas zu sagen. Sie ruft Gipsbildung im Beton und damit alle ihre Gefolgeerscheinungen hervor. Sie zersetzt aber auch die Silikate des Zements und zerstört damit das von den bislang angeführten Agentien unbeschädigt gebliebene Gerippe des Betons.

Ungeschützt sind alle zementhaltigen Massen also dem Angriff freier Schwefelsäure unterlegen und dem Verderben preisgegeben. Die am meisten beliebten Teeranstriche gewähren auch keinen dauernden Schutz, da Schwefelsäure mit den Teerteilprodukten unter Bildung wasserlöslicher Sulfosäuren reagiert. Ausführungen, wie etwa die definitive des Osnabrücker Kanals in den gefährdeten Zonen werden sehr teuer und haben mit der Betonbauweise wenig mehr zu tun.

Eine leicht auf — oder mit dem Beton in Verband zu bringende Schutzschicht, die z. B. auch die Anwendung von Eisenbeton-Rammpfählen in moorigem Baugrund ermöglichte, wäre von höchster Bedeutung.

Das bis jetzt vorliegende dürftige Analysenmaterial über aggressiv und normal sich verhaltende Wässer gibt noch keinen genügenden Anhalt, um bei einem analysierten Wasser mit Sicherheit sagen zu können, ob es angreifend wirkt oder nicht.

Ich habe Versuche in Angriff genommen, um diesen Teil der Moorwasserangelegenheit nach Möglichkeit zu klären, welche in dieser Zeitschrift veröffentlicht werden sollen.

NEUE VERSUCHE MIT EISENBETONSÄULEN UND -BALKEN.

Ausgeführt für die Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M.

Von E. Probst.

*Für Dissertation in Kassel
improvisiert angeschlossen!*

(Schluß von Seite 44.)

Bruchversuche mit 33 Eisenbetonsäulen.

(Hierzu Tabelle I und II und Fig. 2—10 in Heft I, 1909).

Die Durchführung dieser Versuche ist in Fig. 17 und 17a zu sehen; Fig. 17a stellt die Meßvorrichtung (Martens-Kennedy) in vergrößertem Maßstabe dar, welche bei einer Zeigerlänge von 200 mm und einer Schneidebreite von 3,905 mm ein Übersetzungsverhältnis von 1:48,7 ergab. Dieser Apparat wurde auf Kosten des Verfassers von dem Mechaniker des Kgl. Materialprüfungsamtes in Groß-Lichterfelde angefertigt, welchem nur die Meßlänge von 20 cm gegeben war. Die Einrichtung war derart, daß ein Intervall der Skala (gleich 1 mm) eine Zusammendrückung von 0,0487 mm angab. Da bis $\frac{1}{10}$ eines Intervalls abgeschätzt wurde, konnten die Zusammendrückungen auf $\frac{487}{100000}$ (ungefähr $\frac{1}{200}$ mm) abgelesen werden.

Der Meßapparat war für diese Versuche nur von nebensächlicher Bedeutung, denn es liegen nach dieser Richtung einwandfreie Versuche verschiedener Forscher vor. Sein Zweck war nicht nur, eine bessere Vergleichsmöglichkeit mit anderen vorliegenden Versuchsergebnissen zu bieten, sondern auch den Einfluß kleiner Meßstrecken auf die Ermittlung der Formveränderungen bei Druckversuchen an Säulen zu bestimmen. Wie weit dieser Zweck erreicht wurde, soll in der später folgenden erweiterten Veröffentlichung gezeigt werden, in welcher auch die Messungsversuche besprochen werden sollen.

Der Hauptzweck dieser Untersuchungen war, den Einfluß der Armierung einerseits und andererseits den Einfluß der Betonmischung auf die Tragfähigkeit von Säulen zu ermitteln.

Die Durchführung der Versuche erfolgte derart, daß nach vorher gewählten Belastungsstufen (diese entsprachen einem Druck von 5 bis 10 kg/cm² auf den vollen Querschnitt) vorgegangen wurde. Ein Zurückgehen auf die ebenfalls vorherbestimmte Anfangslast erfolgte, wie noch später ausgeführt werden soll, nur nach gewissen charakteristischen Zwischenstufen. Die Ablesungen an den Meßapparaten wurden gleichmäßig nach je 2 bis 3 Minuten vorgenommen und die äußeren Erscheinungen beobachtet. Diese sind in mancher Hinsicht sehr bemerkenswert. Risse und Sprünge traten erst in der Nähe der

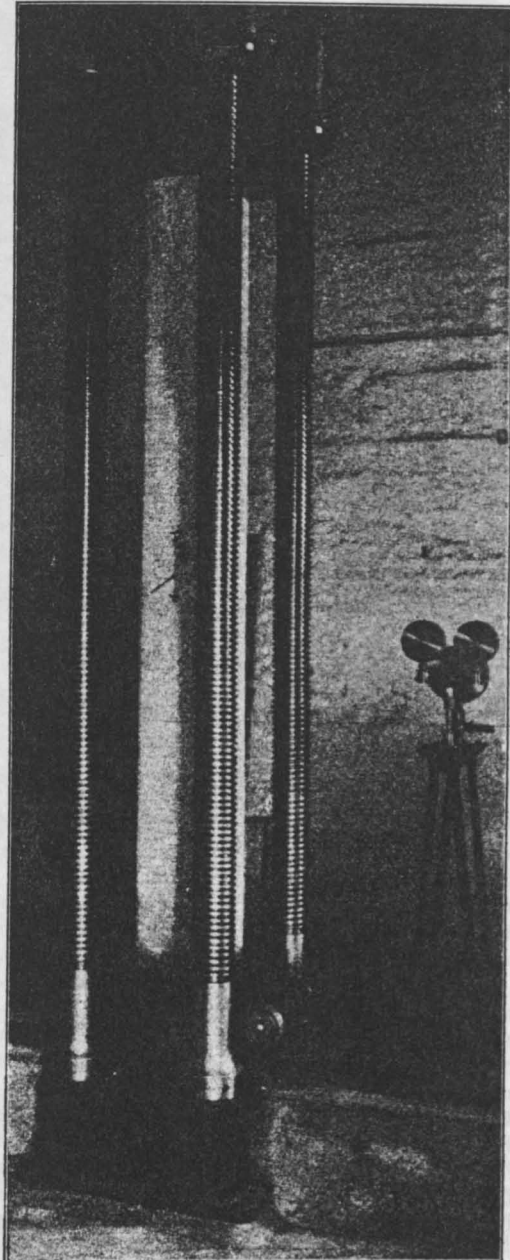


Fig. 17.

Bruchlast auf; der Bruch erfolgte mit einer Ausnahme (Fig. 33) am Kopfe oder Fuße der Säule. Zuerst trat ein Abspringen einzelner Betonstücke ein, welches auch durch ein Zurückgehen am Manometer kenntlich war; dann sank die Tragfähigkeit ziemlich rasch. Mit dem Versuche wurde erst aufgehört, nachdem die Armierung an der Bruchstelle vollständig freigelegt war. Bei den Säulen mit starken Armierungen (\varnothing 30 mm) knickten die Längseisen zwischen 2 Bügeln aus, ohne daß ein Zerdrücken des Betons

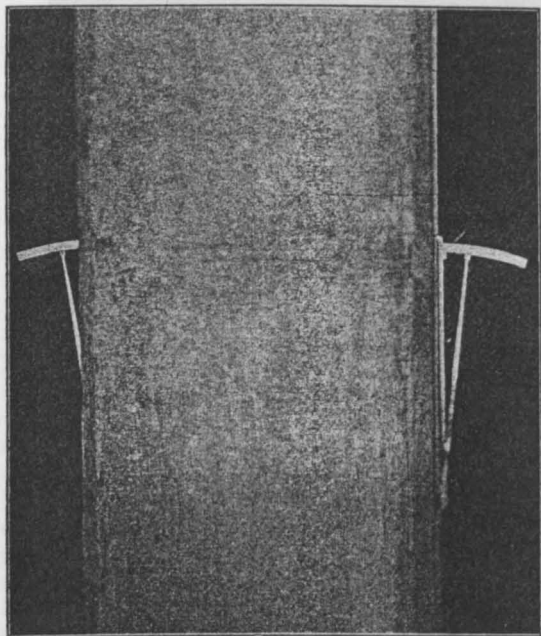


Fig. 17 a.

eintrat (siehe Fig. 19, 22, 24), während bei den schwachen Armaturen (\varnothing 15–20 mm) gleichzeitig mit dem Ausbauchen der Längseisen ein Zerdrücken des Betons zwischen den Bügeln erfolgte, was an den charakteristischen Doppelpyramiden zu erkennen ist (siehe Fig 20, 23, 27, 28). Diese Erscheinungen weisen darauf hin, daß die außerhalb der Eisen-einlagen befindliche Betonschale bis zum Bruche mitwirkte, denn das Abspringen des Betons ist eine Folge des Ausknickens der Eisenstäbe. Daraus ergibt sich, daß die Annahme Dr. v. Empergers in seiner sehr interessanten Arbeit*), nach welcher er ähnlich, wie es vorher Considère bei umschnürten Säulen getan hat, die äußere Betonschale unberücksichtigt läßt

*) Heft VIII der Forscherarbeiten von „Beton und Eisen“, Verlag Ernst & Sohn, Versuche mit Eisenbetonsäulen.

und alle Eisenbetonsäulen als eiserne Säulen behandelt, welche durch den Beton versteift werden, in der Verallgemeinerung nicht berechtigt ist. Anders verhält es sich bei umschnürten Säulen oder bei solchen Säulen, welche eine steife Armierung (wie gewalzter Träger u. a.)



Fig. 18 a.



Fig. 18 b.

Fig. 18. Beispiel eines Bruchversuches bei exzentrischer Belastung.

haben. Aus diesem Grunde möchte ich die Unterscheidung beibehalten, welche Prof. v. Thullie in seiner Besprechung dem Empergerschen Versuche*) für eisenarmierte Säulen macht; Thullie unterscheidet: Eisenbetonsäulen a) mit Längsarmierung aus Rundeisen (schlaife Armierung), b) mit Längsarmierung aus gewalzten Trägern (steife Armierung) und c) mit Umschnürungen.

*) „Empergers Versuche mit Eisenbetonsäulen“, Zeitschrift Österr. I. u. A. Ver. Nr. 52, 1908.

Von besonderem Interesse sind die äußeren Erscheinungen über das Verhalten der Querarmierung. Während die Rundeisenbügel innig mit dem Beton vereinigt bleiben, auch nach dem Bruch, wie sich dies in Fig. 19, 20 bis 24, 26, 27 und 29

nicht in der Mitte. Nach dieser Richtung wurden einige kleine Versuche gemacht, welche darauf hindeuten, daß eine größere Versteifung der Enden einen Bruch in der Mitte zur Folge haben könnte. In Fig. 19 u. a. brachen die Säulen an

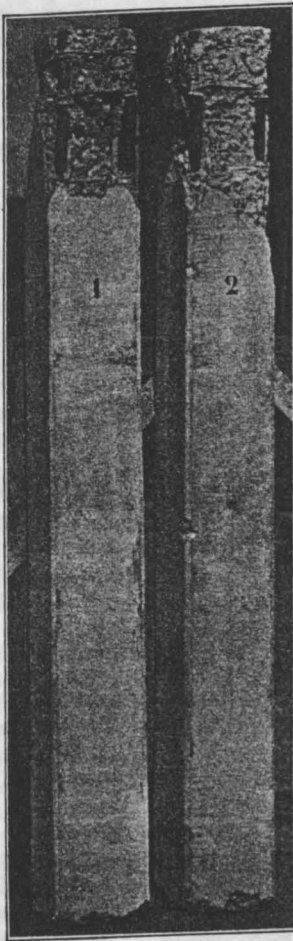


Fig. 19.

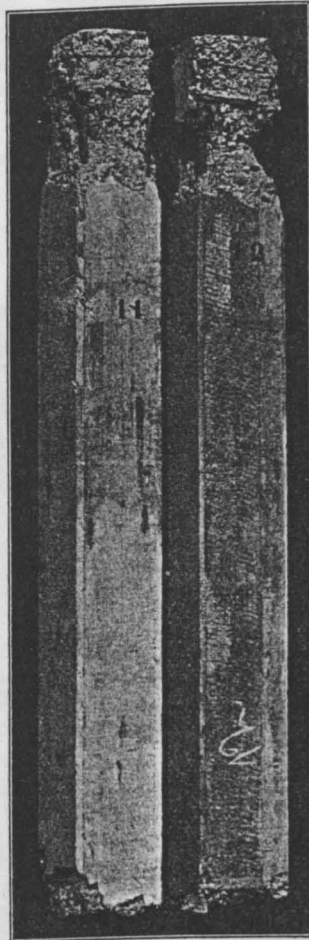


Fig. 20.



Fig. 21.

Längsarmierung: 4 \varnothing 30 mm
Bügel im Abstand von 25 cm.
(Anordnung Fig. 6): \varnothing 8 mm
Mischung des Betons: 1:2:3
Querschnitt: 25,2×25,1 cm

4 \varnothing 20 mm

\varnothing 8 mm
1:2:3
25,2×25,1 cm

7 \varnothing 15 mm

\varnothing 8 mm
1:3
25,2×25,1 cm.

zeigt, wirken die nicht verdrehten Flacheisenbügel im Bruchstadium wie scharfe Messer, die den Beton abschneiden, wie dies besonders auffallend in Fig. 30 u. 31 zum Ausdruck kommt. Ein vollständiges Absprengen der äußeren Schale kommt nur bei umschnürten Säulen vor (s. Fig. 32).

Es wäre noch einiges zu bemerken über die Frage, warum alle Säulen am Kopfe brechen und

den Enden; bei Säule 24 (Fig. 29) wurden die Enden derart versteift, daß an den 4 Seiten Brettchen über die ganze Breite angelegt und mit eisernen Klammern an die Säulen fest angepreßt wurden: Eine Folge war, daß der Bruch etwas tiefer erfolgte. Dieser „Verband“ an den Enden wurde bei Balken 18 gegen die Mitte verlängert und bewirkte eine Verschiebung der Bruchstelle

nach der Mitte (s. Fig. 26). Diese Versuche wurden nur an den beiden vorerwähnten Probesäulen vorgenommen, um möglicherweise einen Aufschluß darüber zu geben, daß die Säulen nicht in der Mitte brechen. Ich halte es aber nicht für sehr wesentlich, daß die Säulen nur an den Enden zer-

sich die Säulen an den Einspannstellen im besten Fall nur durch geringere Bügelentfernung von der Anordnung in der Mitte unterscheiden.

Endlich sei auf den unbeabsichtigten Verlauf eines Bruchversuches mit exzentrischer Belastung hingewiesen. Bei der Säule 14 (siehe Fig. 18)

war aus irgend einem Grunde, der nicht genau festgestellt werden konnte, eine kleine Exzentrizität eingetreten. (Die Exzentrizität kann durch die Nichtparallelität der Druckflächen entstanden sein, wenn gleich dieser Grund nicht sehr wahrscheinlich ist, weil die Probesäulen vor dem Versuch sehr sorgfältig auf die Parallelität der beiden Endflächen und die rechten Winkel geprüft und dementsprechend zugerichtet beziehungsweise ausgeglichen wurden. Die Exzentrizität kann auch dadurch entstanden sein, daß ein Teil der Längsarmierung nicht symmetrisch zur Mitte angeordnet war. Doch dies sind nur Vermutungen; tatsächlich war eine kleine Exzentrizität vorhanden.) Die ersten Zeichen, daß die Säule exzentrisch beansprucht ist, äußerten sich darin, daß der Beton nur auf einer Seite abgesprengt wurde (siehe Fig. 18a); kurze Zeit darauf zeigte sich auf derselben Seite ein horizontal durch die Mitte gehender Riß (siehe Fig. 18b) und bei fortgesetzter Belastung eine Zerstörung des Betons an der dem Riß gegenüberliegenden Seitenfläche. Beide Erscheinungen deuten darauf hin, daß eine Biegung auftrat, der Riß trat infolge der im Beton auf der linken Seite aufgetretenen Zugspannungen des Betons ein, und wegen der verhältnismäßig starken Armierung wurde der Beton auf der anderen Seite zerdrückt. Eine weitere sehr wichtige Folge war die beträchtliche Verminderung der Tragkraft; die zu er-



Fig. 22.



Fig. 23.

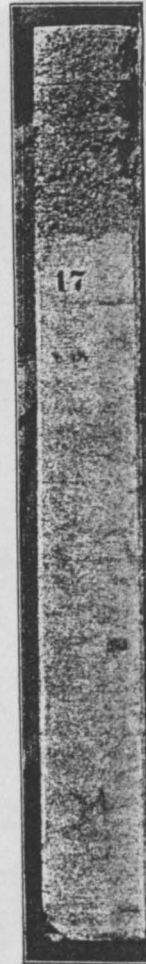


Fig. 24.

Längsarmierung: 4 \varnothing 30 mm
Bügel im Abstand von 12,5 cm (nach Fig. 3): \varnothing 8 mm
Mischung des Betons: 1:3
Querschnitt: 27,1 \times 27,3 cm

4 \varnothing 15 mm
 \varnothing 8 mm
1:3
25,2 \times 25,3 cm

4 \varnothing 30 mm
 \varnothing 8 mm
1:2:3
27,4 \times 27,4 cm

stört wurden; diese Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß die äußeren Kräfte sich zuerst den Enden und erst allmählich nach der Mitte mitteilen; es treten daher auch an den Enden zuerst die Bruchspannungen auf. Außerdem würde jede größere Versteifung an den Enden eine Abweichung von der Wirkungsweise in der Praxis bedeuten, wo

nungen deuten darauf hin, daß eine Biegung auftrat, der Riß trat infolge der im Beton auf der linken Seite aufgetretenen Zugspannungen des Betons ein, und wegen der verhältnismäßig starken Armierung wurde der Beton auf der anderen Seite zerdrückt. Eine weitere sehr wichtige Folge war die beträchtliche Verminderung der Tragkraft; die zu er-

wartende Bruchlast sollte etwa 190 t betragen, in Wirklichkeit betrug sie nur 163 t.

Nach dieser Besprechung der äußeren Erscheinungen wollen wir an der Hand der ermittelten Bruchlasten die Ergebnisse kurz zusammenstellen.

1. Einfluß der Längsarmierung auf die Tragkraft. Unter sonst gleichen äußeren Dimensionen, derselben Betonmischung im nahezu gleichen Alter und derselben Bügelanordnung zeigten:

Bei einem Armierungsprozentsatz

von 4,5 %	Säule 1 mit 4 Ø 30	mm eine Bruchlast von 196,620 t		
4,5 %	2 " 4 Ø 30	" " " " 191,270 t	im Mittel	193,95 t
2,03%	11 " 4 Ø 20	" " " " 147,926 t		
2,03%	12 " 4 Ø 20	" " " " 161,453 t	" "	154,69 t
1,13%	21 " 4 Ø 15	" " " " " "		147,926 t

Man ersieht daraus, daß eine stärkere Längsarmierung wohl eine höhere Tragkraft erzielte, aber schon auf den ersten Blick läßt sich folgern, daß letztere nicht im Verhältnis steht zur Zunahme des Eisengehaltes. Noch deutlicher läßt sich der Einfluß der Stärke der Eiseneinlagen auf die Ökonomie feststellen, wenn man den Eisenquerschnitt der Längsarmierung in Prozenten der vollen Betonfläche ausdrückt, wie dies oben in der Zusammenstellung geschehen ist. Bei einer Steigerung von 1,13 v. H. (Ø 15 mm) auf 2 v. H. erhöht sich die Bruchlast nur um 7 t; bei 4,5 v. H., dem vierfachen Eisenquerschnitt, steigt die Bruchlast um weniger als die Hälfte, von 148 t auf 194 t. Daraus ergibt sich die wichtige Tatsache, daß die starken Rundstabeisen nicht ökonomisch sind*).

Von wirtschaftlichen Gesichtspunkten geleitet war auch die Anordnung der Armierung bei

*) Eine eingehende Besprechung dieser Frage wird später erfolgen.



Fig. 25.

Längsarmierung: 4 Ø 15 mm
Bügel: Fl. 26 (Fig. 4)
Abstand: 12,5 cm
Mischung des Betons: 1 : 2 : 3
Querschnitt: 25,2 × 25,1 cm



Fig. 26.

Längsarmierung: 4 Ø 15 mm
Bügel: Ø 8 mm (Fig. 2)
Abstand: 25 cm
Mischung des Betons: 1 : 2 : 3
Querschnitt: 25,2 × 25,3 cm

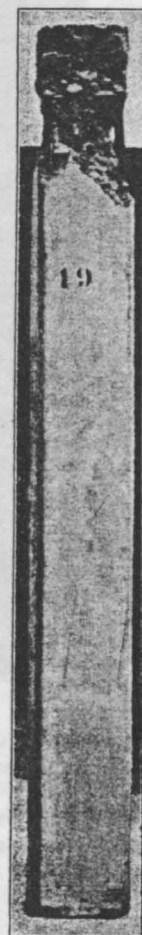


Fig. 27.

Längsarmierung: 4 Ø 15 mm
Bügel: Ø 8 mm (Fig. 2)
Abstand: 25 cm
Mischung des Betons: 1 : 3
Querschnitt: 25,2 × 25,1 cm

bestimmen; bei Säule 7 und 8 wurde dieser Zweck nicht erreicht, weil die Querverbindung nicht einwandfrei ist, und man konnte aus den Brucherscheinungen die nachteilige Wirkung von Flacheisenbügeln auf den Beton studieren (siehe Fig. 10). Da die Bügel außerdem mit der Längsarmierung

für Säule 11 und 12 mit $4 \varnothing 20 \text{ mm}$ ($f_e = 12,57 \text{ cm}^2 = 2 \%$) und \varnothing Bügel eine mittlere Bruchlast von $154\,690 \text{ t}$,

für Säule 7 und 8 mit $4 \text{ fl } \frac{65}{5}$ ($f_5 = 13 \text{ cm}^2 = 2,1 \%$)

und schiefen Flacheisenbügeln Bruchlasten von $119\,520 \text{ t}$ und $126\,280 \text{ t}$, im Mittel eine Bruchlast von $122,9 \text{ t}$.

Wenn auch die Flacheisenbügel an sich bei letzteren eine Erniedrigung der Bruchlast hervorriefen, bleibt immerhin eine auffallende Verminderung der Tragfähigkeit infolge der Flacheisenlängsarmierung.

Besser war das Verhalten von Säule 3 und 4 mit T-Eisen als Längsarmierung; die Bruchlasten waren höher als bei der Flacheisenarmierung, trotzdem der Gesamtquerschnitt ($f_e = 11,9 \text{ cm}^2 = 1,9 \%$) kleiner war, als bei letzteren. Die mittlere Bruchlast war $135\,077 \text{ t}$, immerhin kleiner als bei Rundeseisen desselben Querschnittes. Allerdings war die Querverbindung steifer und besser an die Längsstäbe abgeschlossen als bei Säule 7 und 8*).

Einfluß der Querarmierung auf die Tragfähigkeit.

Die äußeren Erscheinungen wurden zum größten Teile schon besprochen; es wäre noch das Verhalten der spiralförmigen Querverbindung bei den Säulen 13 und 27 zu erwähnen. Es

ist dies keine Umschnürung im Sinne Considères oder des neuen Systems Abramoff, aber insofern verschieden von den gewöhnlich gebräuchlichen Querverbindungen, weil sie eine längs der ganzen

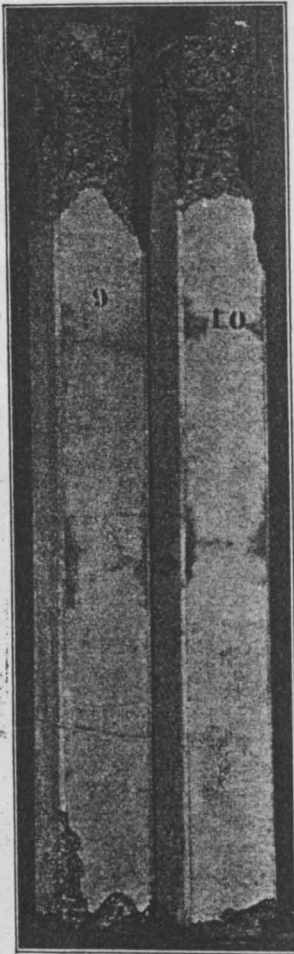


Fig. 28.



Fig. 29.

Längsarmierung: $4 \varnothing 15 \text{ mm}$
 Bügel im Abstand von 25 cm .
 (Anordnung Fig. 5): $\text{Fl. } \frac{26}{2}$
 Mischung des Betons: $1:2:3$
 Querschnitt: $25,1 \times 25,1 \text{ cm}$

$4 \varnothing 20 \text{ mm}$
 $\varnothing 8 \text{ mm}$
 $1:3 \quad 1:2:3$
 $25,4 \times 25,3 \text{ cm}$

nicht steif verbunden waren (Fig. 8), trat nicht nur ein Ausknicken der Längsstäbe zwischen den Bügeln, sondern auch ein Ausbauchen der letzteren ein. Aus diesem Grunde erklärt sich auch die verhältnismäßig geringe Bruchlast. Bei sonst gleichen Verhältnissen ergab sich bei demselben Bügelabstand

*) Das Verhalten dieser verschiedenen Längsarmierungen soll noch eingehend erläutert werden.

Säule zusammenhängende spiralförmig verlaufende Versteifung der Längsstäbe bildet. Die Brucherscheinungen unterscheiden sich daher auch von den anderen, hier wurde das Absprengen der

Eindruck war der, daß die Längsarmierung in diesem Falle den Bruch beschleunigte,*da der Beton innerhalb des Kernes noch unversehrt war. Die Bruchlast steht in keinem Verhältnisse zu

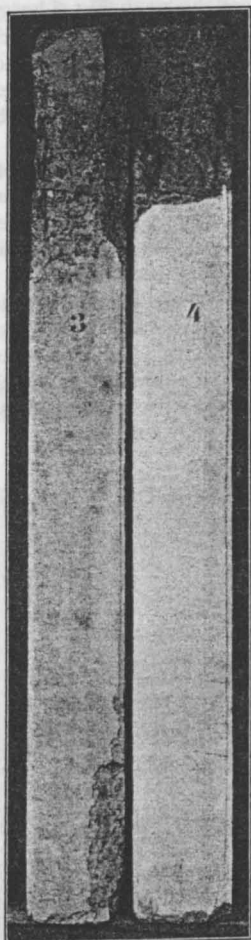


Fig. 30.

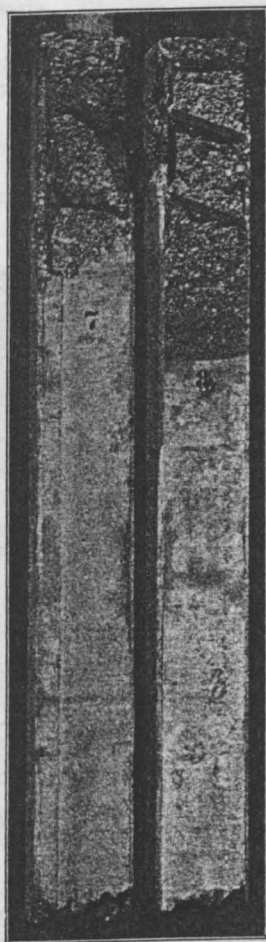


Fig. 31.



Fig. 32.

Längsarmierung: $4 \perp \frac{35}{35} 4,5$
 Bügel { form: Fl. $\frac{26}{2}$
 abstand: 25 cm
 richtung: horizontal
 Anordnung nach Fig.: 7
 Mischung des Betons: 1:2:3
 Querschnitt: $25,2 \times 25,1$ cm

4 Fl. $\frac{65}{5}$
 Fl. $\frac{26}{2}$
 25 cm
 schief
 8
 1:2:3
 $25,2 \times 25,1$ cm

8 \varnothing 15 mm
 Fl. $\frac{26}{2}$
 15 cm
 Spiralforn
 9
 1:2:3
 Achteck $m = 11$ cm.

äußeren Betonschichte bemerkt, ähnlich wie bei Considère. Eine Zerstörung des Betons innerhalb des Kernes infolge Überwindung der Druckfestigkeit des Betons fand nicht statt, und die Bruchursache war das Ausknicken der Längsstäbe innerhalb einer Ganghöhe (siehe Fig. 32). Der

dem Aufwand an Eisen; sie beträgt nicht viel mehr als bei Säule 12, bei welcher nur 4 20 mm \varnothing und 8 mm \varnothing Eisenbügel im Abstände von 25 cm vorhanden waren. Allerdings darf man nicht außer acht lassen, daß das Verhältnis zwischen Quer- und Längsarmatur zueinander und im Vergleich

mit dem ganzen Querschnitt der Säule durchaus nicht einwandfrei ist.

Von besonderem Interesse ist das Verhalten der gewöhnlichen Flach- und Rundeisenbügel.

Vergleicht man die Ergebnisse für die Säulen 1 und 2 mit Nr. 28, bei welchen alle Verhältnisse dieselben sind bis auf die Querverbindung. Diese ist in beiden Fällen aus 8 mm Rundeisen gebildet und ihr Abstand ist gleich 25 cm. Während 1 und 2 eine mittlere Bruchlast von 193,95 t aufweisen, sinkt diese bei Nr. 28 auf 164,162 t, weil bei letzterem die Querverbindung weniger steif und ihr Anschluß an die Längseisen nicht so fest ist als bei 1 und 2 (vergl. Fig. 2 u. 6). Dasselbe Verhalten zeigt sich bei den Säulen 18 und 21,

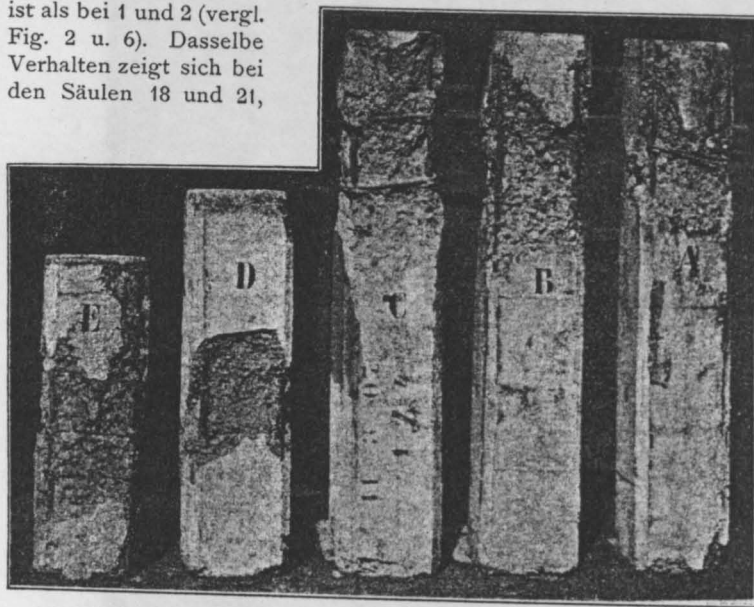


Fig. 33. Versuche mit Eisenbetonsäulen, welche $1\frac{1}{2}$ Jahre alt sind.

Längsarmierung: 4 \varnothing 15 mm.

Bügel: \varnothing 8 mm. Anordnung bei A—D nach Fig. 6
" " E " " 2.

Mischung des Betons: $\begin{cases} 1:4 \text{ bei A—C} \\ 1:6 \text{ „ D und E.} \end{cases}$

Querschnitt im Mittel: $28,6 \times 28,5$ cm.

bei welchen unter sonst gleichen Verhältnissen nur die Bügel verschieden sind; im ersten Fall nach Fig. 2 ergab sich eine Bruchlast von 137,130 t, im zweiten Fall (Nr. 21) nach Fig. 6 stieg die Bruchlast auf 147,926 t.

Daß die Entfernung der Bügel auf die Tragkraft Einfluß hat, ist bereits bekannt und wurde bei diesen Versuchen abermals bestätigt, wie noch später ausgeführt werden soll.

Die große Überlegenheit der Rundeisenbügel über Flacheisenbügel bei sonst gleichen Verhältnissen zeigt sich bei einem Vergleich der Versuchsergebnisse von Säule 5 und 6 mit denjenigen von Säule 18. Diese hatte Rundeisenbügel, welche nach Fig. 2 hergestellt wurden; es war also, wie bereits bemerkt, keine sehr empfehlenswerte Anordnung und ergab eine Bruchlast von 137,130 t. Bei der Verwendung von Flacheisenbügeln im selben Abstand und der gleichen Form bei den Säulen 5 und 6 nach Fig. 4 fiel die Bruchlast auf 117,497 t im Mittel; es muß aber noch hervorgehoben werden, daß die am Umfang befindlichen Flacheisenbügel verdreht wurden, weil man die glatte Fläche vermeiden wollte.

Der Einfluß der Betonmischung läßt sich aus folgender Zusammenstellung erkennen:

Bei der Mischung 1:3
waren die Bruchlasten
von

Säule 16	253,435 t
" 19	181,742 t
" 20	191,211 t
" 23	169,566 t
" 24	177,884 t
" 27	177,884 t

bei der Mischung 1:2:3
waren die Bruchlasten
von

Säule 17	246,669 t
" 18	137,130 t
" 21	147,926 t
" 22	130,341 t
" 25	157,394 t
" 13	162,806 t

Man ersieht aus dieser Zusammenstellung, in welcher nur gleiche Probekörper nebeneinander gestellt sind, daß unter sonst gleichen Verhältnissen der fetteren Mischung eine größere Tragfähigkeit entspricht.

Daß unter sonst gleichen Verhältnissen bei der Längs- und Querarmierung eine Vergrößerung des Betonquerschnittes eine Erhöhung der Tragfähigkeit hervorruft, ist selbstverständlich und

hat sich auch aus den Versuchen ergeben. Welchen Einfluß dies jedoch auf die Ökonomie hat, soll nachgeprüft werden, ebenso wie verschiedene andere Nebenfragen.

Dies war eine kurze, in den Rahmen der Zeitschrift passende Übersicht der Versuchs-

ergebnisse, welche nicht nur lehrreiche positive, sondern auch ebensolche negative ! Resultate lieferten. Eine eingehende Bearbeitung und die sich daraus ergebenden Schlußfolgerungen für die Praxis bleibt der demnächst erscheinenden Veröffentlichung vorbehalten.

BEMERKENSWERTE BAUWERKE IN EISENBETON.

Von Oberingenieur Hart

der Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.

I. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn in Tempelhof bei Berlin.

Der Tempelhof durchschneidende Teltowkanal und die von der Berliner Ringbahn abzweigende Eisenbahn Rixdorf-Mittenwalde hat die Ansiedlung

einen dreigleisigen Betrieb vorgesehen hat, mußte die Brücke eine lichte Weite von 12 m erhalten.

Über das Bauwerk ist neben der Straße auch ein Anschlußgleis geleitet, welches den Güterverkehr des Industrienviertels zu vermitteln hat.

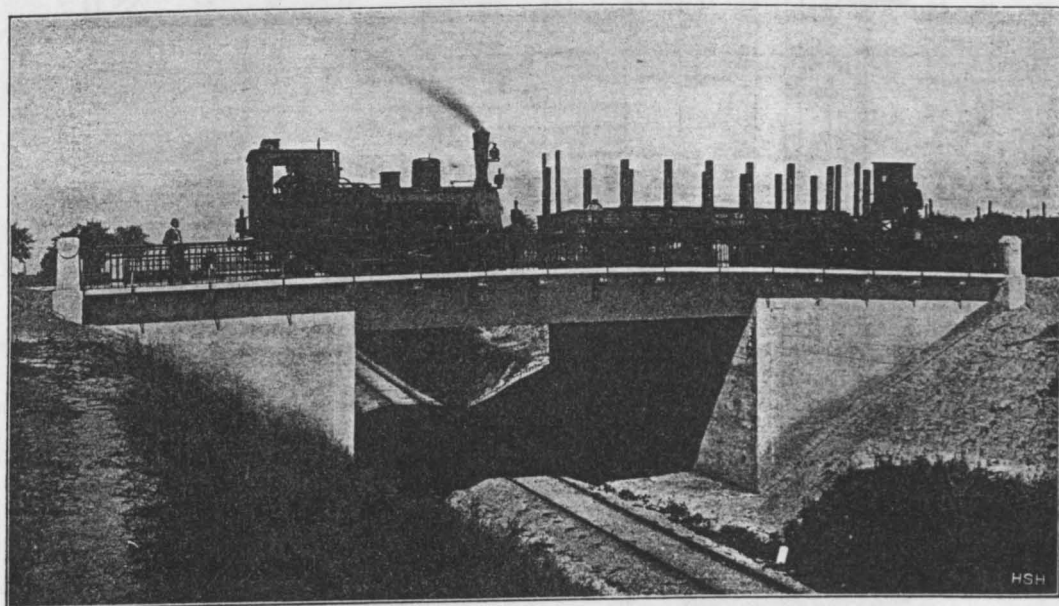


Fig. 1.

Ansicht der Eisenbahnbrücke.

einer größeren Anzahl industrieller Werke in der Tempelhofer Gemarkung veranlaßt. Der fortdauernd steigende Verkehr hat den Ausbau neuer Straßen und damit zusammenhängend die Errichtung von Brücken bedingt. Durch Fig. 1 ist eine Eisenbetonbrücke veranschaulicht, welche die Rixdorf-Mittenwalder Eisenbahn im rechten Winkel kreuzt und die Straße 36 überführt. Da die Bahn für späterhin

Die Brücke besitzt eine Gesamtbreite von 18,47 m, wovon 14 m auf die Straße und 4,47 m auf die Bahn entfallen. Eine Begrenzung des Verkehrs auf jeder Seite ist durch ein Geländer geschaffen. Der für den Eisenbahnbetrieb bestimmte Teil der Tragplatte ist durch eine 10 mm breite Fuge von der Straßenbrücke getrennt, und diese Trennung wurde deshalb vorgenommen, weil die verschieden-

artigen Beanspruchungen bzw. Belastungen natürlich auch verschiedene Durchbiegungen zur Folge haben müssen. Die Konstruktionshöhe war sehr beschränkt und das erforderliche Gefälle mußte deshalb in der Tragplatte selbst angeordnet

ohne Unterbettung und ohne Schwellen unmittelbar in die Eisenbetonbalken eingelassen sind. Eine Druckverteilung ist also in keiner Weise vorhanden, sondern die Eisenbetonbalken müssen die schweren Lasten und Stöße unmittelbar aufnehmen.

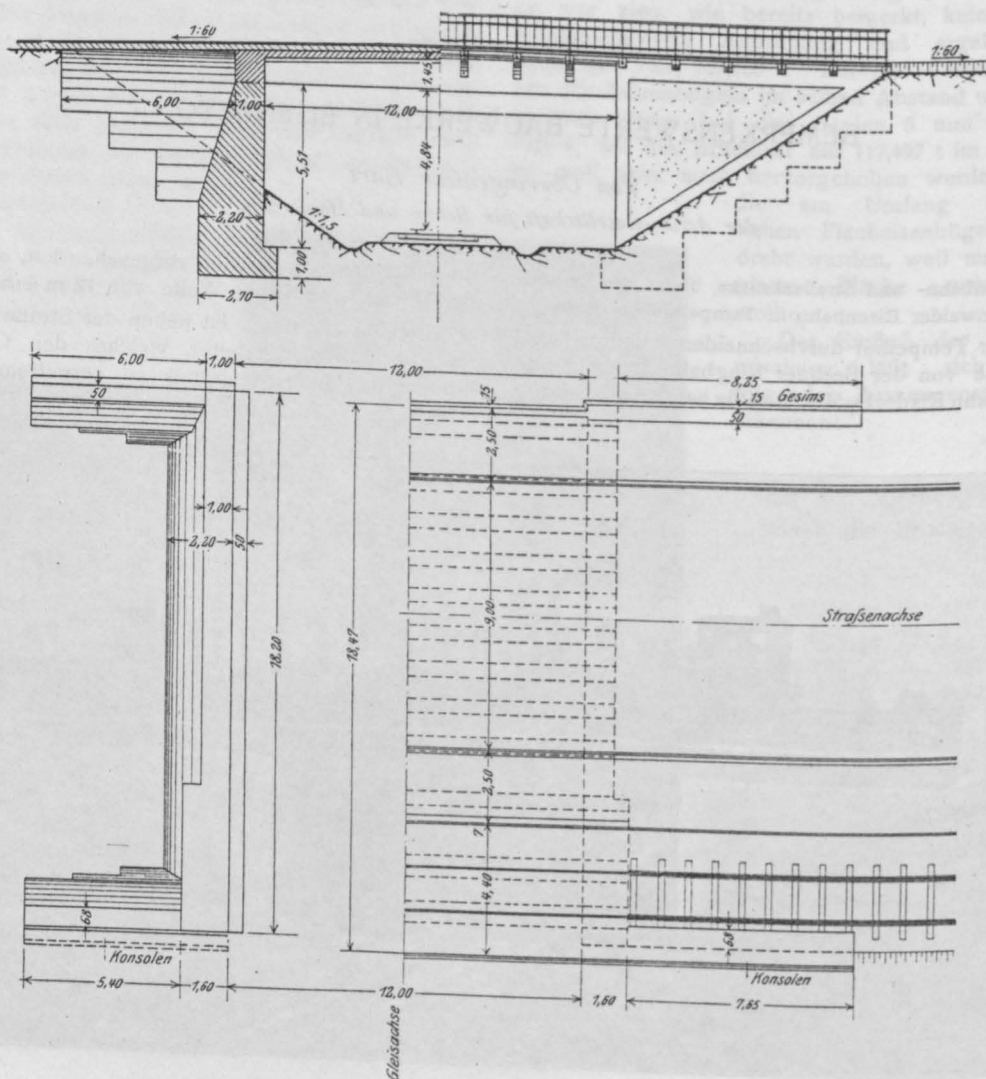


Fig. 2.

Ansicht, Längenschnitt und Grundriß.

werden; die Neigung beträgt von der Mitte nach den Auflagern hin 1:60.

Beachtenswert ist weniger der für den Straßenverkehr bestimmte Bauteil, da Wegebrücken mit Eisenbetonbalken schon für beträchtlich größere Spannweiten ausgeführt sind. Dagegen verdient die für die Gleisüberführung bestimmte Brücke besonderes Interesse, weil die Eisenbahnschienen

Die Eisenbahnbrücke besteht aus zwei Eisenbetonbalken mit auskragendem Druckgurt. Die Balken besitzen in der Mitte eine Höhe von 1,45 m, welche nach den Auflagern hin auf 1,40 m abnimmt; die untere Breite beträgt 0,75 m, ihr Abstand von Mitte zu Mitte 1,60 m. Der Druckgurt ist 25 cm stark. Fig. 2 zeigt die Ansicht und den Grundriß des Bauwerkes, Fig. 3 sind Längs- und Quer-

schnitte mit der Einrüstung, in Fig. 4 ist der Querschnitt durch einen Schienenbalken mit der Eiseneinlage dargestellt.

Die Berechnung ist nach den Ingenieurvorschriften für Eisenbetonbauten der Königlichen

$$M_g = \frac{3210 \cdot 12,5^2}{8} = 6\,269\,530 \text{ cmkg.}$$

Das größte Moment bei voller Belastung nach Fig. 5 ergibt sich zu:

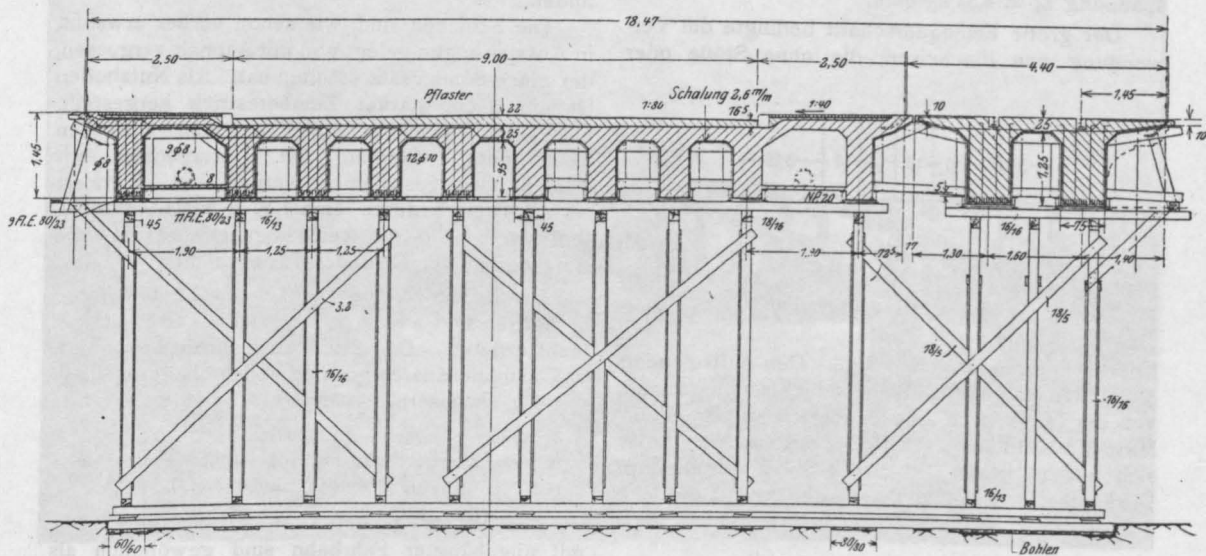


Fig. 3.

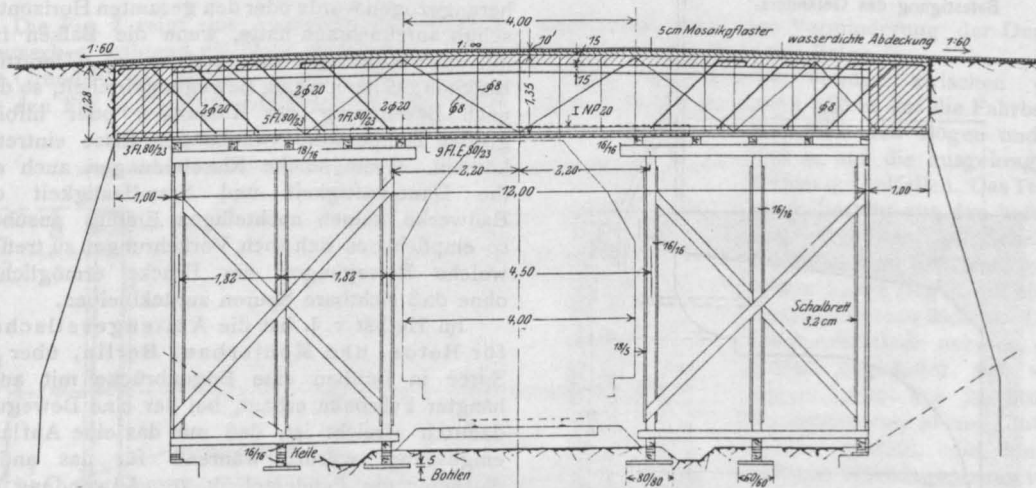


Fig. 4.

Lehrgerüst und Anordnung der Eiseneinlage.

Eisenbahndirektion Berlin erfolgt, wonach der Beton in der Zugzone sämtliche Zugspannungen allein soll aufnehmen können. Für die Belastung war eine fünfachsige Lokomotive mit einem Achsdruck von je 12 t anzunehmen. Das Eigengewicht eines Balkens mit Platte beträgt 3210 kg f. d. lfdm und das Moment infolge des Eigengewichts:

$$M_p = \frac{1}{2} \left[\frac{5}{2} 12000 \cdot \frac{12,5^2}{2} - 12000 (2 \cdot 1,5 + 1,5) \right] 100 = 6\,675\,000 \text{ cmkg,}$$

sodas ein Gesamtmoment von $M = 12\,944\,530 \text{ cmkg}$ vorhanden ist.

Der Abstand der neutralen Achse von der Oberkante ergibt sich mit $x = 74,8 \text{ cm}$.

Dementsprechend ist σ_b Druck = 29,1 kg/qcm,
 σ_b Zug = 19,7 " "
 und σ_e = 246 " "

Die größte auftretende Querkraft beträgt $V_{\max} = 42863$ kg und ist demnach die Schubspannung $\tau_0 = 4,53$ kg/qcm.

Der große Eisenquerschnitt bedingte die Verwendung von Flacheisen, die ohne Stöße oder

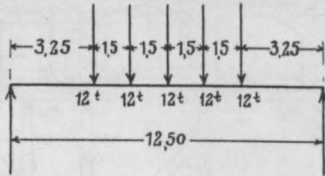
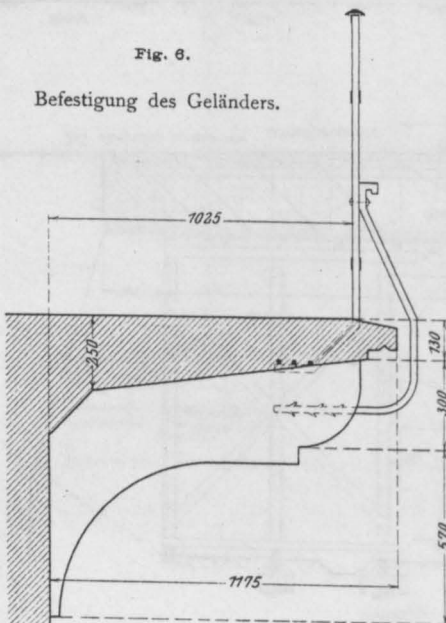


Fig. 5.

Überdeckungen eingelegt sind. Den auftretenden Momenten entsprechend nimmt der Eisenquerschnitt von der Mitte nach den Auflagern zu ab; in der Mitte sind 15 Flacheisen 105/26 mm vorhanden, die sich auf 11 bzw. 7 bzw. 4 Stück vermindern. Die Flacheisen besitzen Durchbohrungen, in welche

Fig. 6.

Befestigung des Geländers.



die aus 20-mm-Rundeisen bestehenden, unter 45° geneigten Bügel, welche die Schub- und Scherspannungen zu übertragen haben, eingeführt sind. Nach der Durchführung wurden die Enden der Rundeisen hakenförmig umgebogen.

Für die Balken ist eine Betonmischung 1:3 und für die Widerlager eine solche von 1:8 zur Verwendung gekommen.

Bei der Aufstellung des Lehrgerüsts war auf einen unbeschränkten eingleisigen Eisenbahnverkehr Rücksicht zu nehmen. Die beschränkte Höhe bedingte hierbei die Verwendung eiserner Träger, die zu beiden Seiten der Balken (s. Fig. 3) liegen und auf denen sich die eigentliche Schalung befindet.

Die Schienen sind, wie schon vorher erwähnt, in Aussparungen gelegt und mit Asphalt vergossen, der einen Sandzusatz erhalten hat. Als Nutzboden ist ein 3 cm starker Zementestrich hergestellt. Die Ansichtsflächen erhielten einen einfachen Zementputz, während die Unterflächen mit Zementmilch geschlämmt worden sind. Verziert ist die Brücke durch eine 1,10 m ausladende Betonkonsole (Fig. 6), welche gleichzeitig für die Befestigung der Geländerpfosten dient.

Die Brücke befindet sich seit rd. einem Jahre in Betrieb und haben sich irgendwelche Anstände nicht ergeben. Der Eisenbeton wurde bevorzugt, weil sich die Kosten ganz erheblich billiger stellten, wie für ein eisernes Bauwerk.

II. Eisenbetonbrücke mit angehängter Fahrbahn über die Spree in Lübben, N.-L.

Die bisher ausgeführten Eisenbetonbrücken mit angehängter Fahrbahn sind gewöhnlich als eingespannte Bogen ausgebildet, wobei das Zugband zur Verminderung des Horizontalschubes herangezogen wurde oder den gesamten Horizontalschub aufzunehmen hatte, wenn die Balken frei auf die Widerlager aufgelegt waren. Derartige Brücken besitzen wenig Bewegungsfreiheit, so daß nach Beseitigung der Rüstungen oder infolge großer Temperaturschwankungen Risse eintreten können. Wenn solche Rissebildungen auch auf die Dauerhaftigkeit und Standfestigkeit der Bauwerke keinen nachteiligen Einfluß ausüben, so empfiehlt es sich doch, Vorkehrungen zu treffen, welche Bewegungen der Brücke ermöglichen, ohne daß sichtbare Spuren zurückbleiben.

Im Herbst v. J. hat die Actiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Berlin, über die Spree in Lübben eine Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn erbaut, bei der eine Bewegung dadurch erreicht ist, daß nur das eine Auflager eingespannt wurde, während für das andere Auflager ein Pendelgelenk zur Anwendung gekommen ist.

Das Bauwerk mußte an Stelle einer Holzbrücke, die dem gesteigerten Verkehr nicht mehr gewachsen war und von Jahr zu Jahr große Ausbesserungen erforderte, errichtet werden.

Die Spree besitzt an der Baustelle — dem Gubener Tor — eine Breite von 33,50 m zwischen den Landwiderlagern der alten Holzbrücke. Da wegen der anschließenden Straßen nur eine Gesamtkonstruktionshöhe von 0,90 m zur Ver-

die Zugbänder angeschlossen, kragen 1,00 m aus und werden durch Randbalken verbunden. Die 8 cm starken Fußsteigplatten spannen sich von den Randbalken nach den Zugbalken. Die Fahrbahnplatte zwischen den 30/48 cm hohen Balken ist 17 cm stark. Gleichfalls in Entfernungen von 1,70 m stehen die 40/25 cm großen Säulen, durch welche die Fahrbahn an die Bögen aufgehängt ist.

$$P = \frac{9,00}{1,00 \cdot 2,00} = 4,5 \text{ t,}$$

das Eigengewicht 1,0 t,
zusammen 5,5 t.

Es entsteht ein größtes Moment:

$$M = \frac{1,0 \cdot 1,7^2}{10} + \frac{4,5}{2} \left(\frac{1,70}{2} - \frac{1,00}{4} \right) \frac{4}{5} = 136 900 \text{ cmkg.}$$

Bei einer Plattenstärke von 17 cm und einer Eisen-einlage von 13 Stück 10 mm starken Rundstäben ergibt sich für das laufende Meter:

$\sigma_b = 36,4 \text{ kg/qcm}$ und
 $\sigma_e = 980 \text{ kg/qcm.}$

Die Querbalken haben eine Stützweite von 6,60 m. Der Verringerung des Feld-momentes durch die ausgekragten Fußsteige und durch die Einspannung in den Zugbändern wird durch die Einsetzung von $\frac{4}{5}$ des Momentes eines Balkens auf 2 Stützen Rechnung getragen.

Eigengewicht
(Platte, Bettung
und Pflaster)
 $= 1,00 \cdot 1,70 \dots = 1,7 \text{ t/lfdm}$
Balkengewicht
 $0,30 \cdot 0,48 \cdot 2,40 = 0,35 \text{ "}$
Zusammen $= 2,05 \text{ t/lfdm}$

$$M_g = \frac{4}{5} \cdot \frac{2,05 \cdot 6,6^2}{8} = 8,725 \text{ mt.}$$

Die Verkehlrast (Fig. 12a) verteilt sich auf eine Breite von 1,23 m und eine Länge von 2,23 m.

Die Belastung beträgt dann

$$P = \frac{2 \cdot \frac{9,0}{2} \left(\frac{1,70}{2} - \frac{1,23}{4} \right)}{1,70} = 7,35 \text{ t.}$$

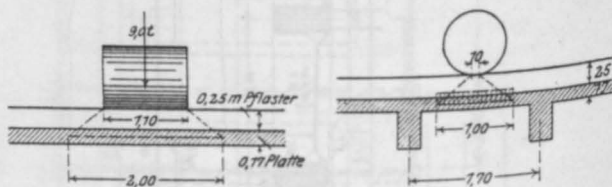


Fig. 12.

Das Moment infolge Belastung beträgt dann

$$M_g = \frac{4}{5} \cdot \frac{7,35}{2} \left(\frac{6,60}{2} - \frac{2,23}{4} \right) = 8,1 \text{ mt}$$

und das Gesamtmoment

$$M = 8,725 + 8,10 = 16,825 \text{ mt.}$$

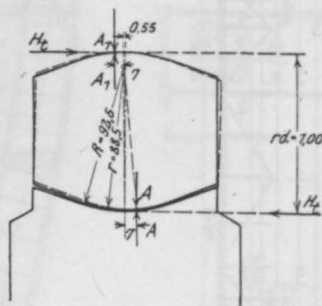
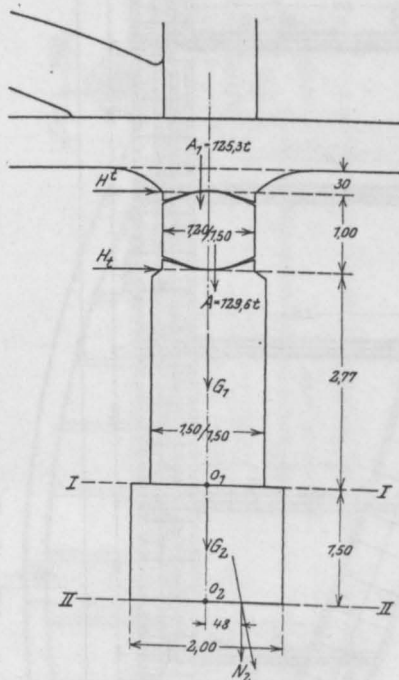


Fig. 11.

Pfeiler mit Pendelgelenk.

Die rund 4 m hohen Pfeiler mit einem Querschnitt von 1,50/1,50 m sind auf Eisenbetonplatten von 9,40 · 2,00 m Größe und 1,50 m Stärke gegründet. An der Ostseite sind die Bögen fest mit den Stützen verspannt, während in der Fig. 11 die schon erwähnten Pendelgelenke an der Westseite dargestellt sind.

Die statische Berechnung erfolgte nach den Ministerialbestimmungen vom 24. Mai 1907.

Für die Ermittlung des Eigengewichtes waren anzusetzen:

Eisenbeton . mit 2,4 t/cbm,
Sandbettung . " 1,8 "
Granitpflaster " 2,7 "

und für die Verkehlrast mußte eine 20 t schwere 2achsige Dampfwalze sowie außerdem Menschen- und Wagenlasten mit 0,5 t/qm angenommen werden.

Die Platte zwischen den Querbalken ist am ungünstigsten belastet, wenn das Vorderrad der Dampfwalze in der Mitte der Platte steht (Fig. 12). Die Belastung für je 1 qm beträgt dann:

Bei einer Eiseneinlage von $F_e = 34,56 \text{ qcm}$ (11 St. 20 mm \varnothing) ergibt sich:

$$x = 16,3 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = 22,2 \text{ kg/qcm und}$$

$$\sigma_e = 895 \text{ kg/qcm.}$$

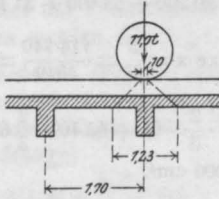


Fig. 12 a.

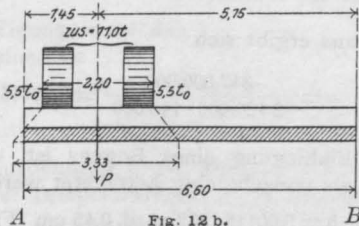


Fig. 12 b.

Die größte Auflagerkraft entsteht bei Stellung der Dampfwalze in einer Entfernung von 1,45 m von Mitte Hängepfosten (Fig. 12b)

$$A_g = 2,05 \cdot \frac{600}{2} = 6,15 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{2 \cdot \frac{11,0}{2} \left(1,70 - \frac{1,23}{4} \right) \cdot 5,15}{1,70 \cdot 6,60} = 7,00 \text{ t}$$

$$A = A_g + A_p = 13,15 \text{ t}$$

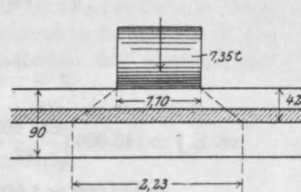
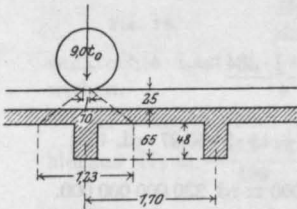


Fig. 13.

Die Scherspannung des Betons beträgt

$$\tau_0 = \frac{13150}{30 \cdot \left(60 - \frac{16}{3} \right)} = \text{rd. } 8 \text{ kg/qcm.}$$

Da diese Spannung die zulässige Scherspannung von 4,5 kg/qcm überschreitet, werden 4 Eisenstäbe von 20 mm Durchmesser hochgebogen.

Die Hängepfosten haben folgende Lasten zu tragen:

Pflaster, Bettung und Plattenbalken

$$2,05 \cdot \frac{6,0}{2} = 6,15 \text{ t}$$

$$\text{Zugband } 0,60 \cdot 0,65 \cdot 1,70 \cdot 2,4 = 1,58 \text{ t}$$

$$\text{Pfosten } 0,40 \cdot 0,20 \cdot 3,25 \cdot 2,4 = 0,625 \text{ t}$$

$$\text{Fußweg } 1,10 \cdot 1,70 \cdot \text{rd. } 0,35 = 0,655 \text{ t}$$

$$\text{Verkehrslast} = 7,000 \text{ t}$$

$$\text{Zusammen} = 16,010 \text{ t}$$

Diese Last wird von 6 Rundeisenstäben von je 20 mm Stärke mit $F_e = 18,85 \text{ qcm}$ aufgenommen.

$$\text{Die Eisenbeanspruchung beträgt dann } \sigma_e = \frac{16010}{18,85} = \text{rd. } 880 \text{ kg/qcm.}$$

Ein Bogen hat von jeder Hängesäule folgende Lasten aufzunehmen (Fig. 14):

$$\text{Eigengewicht der Platte} = 9,01 \text{ t}$$

$$\text{ein Bogens } 0,60 \cdot 0,60 \cdot 1,7 \cdot 2,4 = 1,47 \text{ t}$$

Bewegliche Lasten:

$$P_1 = \frac{11}{2} \cdot \frac{1,23 \cdot 5,15}{4 \cdot 1,70 \cdot 6,6} = 0,775 \text{ t}$$

$$P_2 = 11 \cdot \frac{\left(1,70 - \frac{1,23}{4} \right) \cdot 5,15}{1,70 \cdot 6,6} = 7,040 \text{ t}$$

$$P_3 = 0,775 + \frac{9,0 \cdot 0,60}{1,70} \cdot \frac{5,15}{6,6} = 3,255 \text{ t}$$

$$P_4 = \frac{9,0 \cdot 1,10}{1,70} \cdot \frac{5,15}{6,60} = 4,540 \text{ t}$$

$$\text{Zusammen} = 26,1 \text{ t}$$

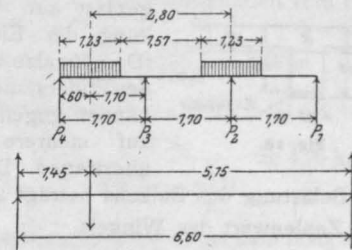


Fig. 14.

Für die einseitige Belastung durch die Lasten P_1 bis P_4 und die einseitige Belastung durch Menschengedränge und Wagenverkehr mit 500 kg/qm wurde die Stützlinie gezeichnet, aus deren Verlauf im mittleren Drittel zu ersehen ist, daß der Bogen nur auf Druck beansprucht wird. Die Beanspruchung bei dieser Belastung ist

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

$$\text{wo } P = 166000 \text{ kg}$$

$$F = 70 \cdot 60 + 15 \cdot 2 \cdot 47,12 = \text{rd. } 5615 \text{ qcm.}$$

$$e = 8 \text{ cm}, a = 5 \text{ cm.}$$

$$M = P \cdot e = 166\,000 \cdot 8 = 1\,328\,000 \text{ cmkg}$$

$$W = \frac{J_b + n \cdot J_e}{\frac{h}{2}} = \frac{60 \cdot 70^3}{6} + 15 \cdot 47,12 \cdot \frac{(70-2 \cdot 5)^3}{70}$$

$$= 85\,300 \text{ cm}^3$$

also

$$\sigma = \frac{166\,000}{5615} \pm \frac{1\,328\,000}{85\,300} = 29,6 \pm 15,5$$

$$= 45,1 \text{ bzw. } 14,1 \text{ kg/qcm Druck.}$$

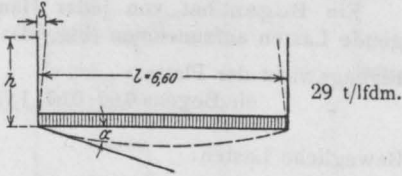


Fig. 15.

Das Zugband besteht, wie schon vorher gesagt ist, aus 26 Stück je 30 mm starken Rund-eisen mit $F_e = 184 \text{ qcm}$. Da der größte auftretende Horizontalschub 177 000 kg beträgt, so ist die Beanspruchung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{177\,000}{184} = \text{rd } 990 \text{ kg/qcm.}$$

Die größte Einbiegung (Fig. 15) der Bögen nach innen tritt bei gleichmäßiger Belastung der Fahrbahn durch Menschengedränge und Wagenlast auf. Die Wirkung der Einzellasten (Dampfwalze) wird durch den Widerstand der Zugbänder gegen Drehung auf mehrere Pfosten übertragen. Die gleich-

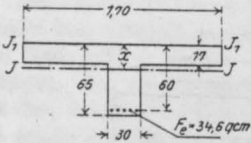


Fig. 16.

mäßige Belastung des Balkens beträgt 2,92 t/m.

Der Zahlenwert des Winkels

$$\alpha = \int \frac{M}{EJ} dx = \frac{1}{EJ} \int M dx$$

Es ist:

$$\int M dx = \int_0^{\frac{1}{2}} 9,57 \cdot x dx - \int_{\frac{1}{2}}^1 \frac{2,9 \cdot x^2}{2} dx$$

$$= 9,57 \cdot \frac{3,3^2}{2} - \frac{2,9}{2} \cdot \frac{3,3^3}{3} = 34,7$$

$$\text{und } EJ = E_b (J_b + n \cdot J_e),$$

wo $J_b = 143\,000$ und $n = 15$ gesetzt werden kann.

Die Formel $J_b + n \cdot J_e$ wird wie folgt berechnet (Fig. 16):

$$\text{Gesamtquerschnitt } F = (170 - 30) \cdot 17 + 30 \cdot 65$$

$$+ 15 \cdot 34,6 = 2380 + 1950 + 519 = 4849 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Statisches Moment } S = 2380 \cdot \frac{17}{2} + 1950 \cdot \frac{65}{2}$$

$$+ 519 \cdot 60 = 20\,200 + 63\,400 + 31\,140 = 114\,740 \text{ cm}^3$$

$$\text{Schweraxe } x = \frac{S}{F} = \frac{114\,740}{4849} = 23,7 \text{ cm.}$$

$$J_1 = 20\,200 \cdot \frac{2}{3} \cdot 17 + 63\,400 \cdot \frac{2}{3} \cdot 65 + 31\,140 \cdot 60$$

$$= 4\,844\,000 \text{ cm}^4.$$

$$J = J_1 - F \cdot x^2 = 4\,844\,000 - 4849 \cdot 23,7^2$$

$$= \text{rd. } 2\,120\,000 \text{ cm}^4.$$

Hieraus ergibt sich

$$\alpha = \frac{347\,000\,000}{2\,120\,000 \cdot 143\,000} = 0,00115.$$

Die Einbiegung eines Bogens ist, wenn die Pfosten als unnachgiebig betrachtet werden,

$$\delta = \alpha \cdot h = 0,00115 \cdot 388 = \text{rd. } 0,45 \text{ cm (Fig. 17).}$$

Diese Einbiegung entspricht einer gleichmäßigen Belastung des Bogens im horizontalen Sinne (der Bogen ist als an beiden Enden eingespannt angenommen)

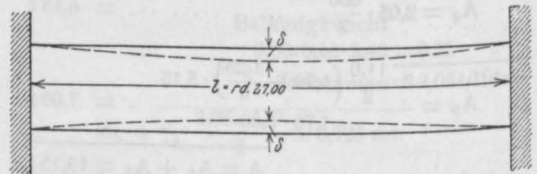


Fig. 17.

$$p = \frac{\delta \cdot E \cdot J \cdot 384}{4}$$

$$\text{wo } EJ = 143\,000 \left(\frac{65 \cdot 603}{12} + 15 \cdot 2 \cdot 50,27 \cdot \text{rd. } 15^2 \right)$$

$$= 143\,000 \times 1\,609\,000 = \text{rd. } 230\,000\,000\,000.$$

Setzt man die Werte ein, erhält man

$$p = \frac{0,45 \cdot 230\,000\,000\,000 \cdot 384}{27,0 \cdot 2700^3} = \text{rd. } 75 \text{ kg/m.}$$

Die auftretende Beanspruchung infolge dieser Last beträgt

$$\sigma_b = \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{J} = \frac{75 \cdot 27,0^2 \cdot 100 \cdot 30}{24 \cdot 160\,900} = 4,3 \text{ kg/qcm.}$$

Für die Aufnahme der 75 kg/lfdm und des auftretenden Winddruckes sind in die Hängepfosten noch 4 Stäbe von je 20 mm \varnothing hinzugefügt.

Bei einer genauen Untersuchung der Knicksicherheit der Bögen ergibt sich bei Berücksichtigung der Pfosten eine 14fache und bei Vernachlässigung der Hängepfosten eine rd. 2fache Sicherheit. Dieser letzte Fall kann eintreten, wenn die Pfosten noch nicht umbetoniert sind und die Bögen keine gegenseitige Absteifung besitzen.

Die am Pfeiler mit Pendelgelenk auftretenden Beanspruchungen werden wie folgt ermittelt:

Der Auflagerdruck (Fig. 11) infolge Eigengewicht der Brückentafel beträgt $9 \cdot 10,5 = 94,5$ t infolge Verkehrslast (Wagen und Menschengedrange)

$$\frac{8,0}{2} \left(\frac{25,0}{2} + 1,50 + \frac{2,75}{2} \right) \cdot 0,5 = 30,8 \text{ t}$$

$$A_1 = 125,3 \text{ t.}$$

Das Eigengewicht des Gelenksteinens ist

$$= 1,20 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,4 = A_2 = 4,3 \text{ t,}$$

$$\text{zusammen } A_1 + A_2 = A = 129,6 \text{ t.}$$

Die Ausdehnung bzw. Zusammenziehung der Brücke bei Temperaturänderungen beträgt für

$$l = 2600 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,0000143, \text{ wo}$$

$$t = 30^\circ$$

$$\delta = \alpha \cdot t \cdot l = 0,0000143 \cdot 30 \cdot 2600 = 1,1 \text{ cm.}$$

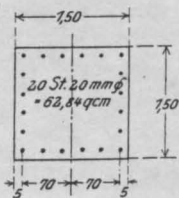


Fig. 18.

Über dem Gelenk würde sich die Brücke um $\frac{1,1}{2} = 0,55$ cm von ihrer Normalstellung nach beiden Richtungen hin bewegen können. Da das Gelenk nicht den Teil eines Zylinders bildet und die obere und untere Kurve verschiedene Mittelpunkte haben, wird die senkrechte Last A_1 exzentrisch auf das Gelenk wirken.

Es entsteht somit $M = A_1 (7 + 7) = H_t \cdot 100$,
hieraus $H_t = \frac{125,3 \cdot 14}{100} = 17,5 \text{ t.}$

Das Moment in bezug auf Punkt O_1 (Fig. 11 Schnitt: I—I) beträgt

$$M_1 = 17,5 \cdot 2,77 + 129,6 \cdot 0,07 = 57,6 \text{ mt.}$$

Die Normalkraft

$$N_1 = A_1 + A_2 + G_1 = 129,6 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2,77 \cdot 2,2 = 143,3 \text{ t,}$$

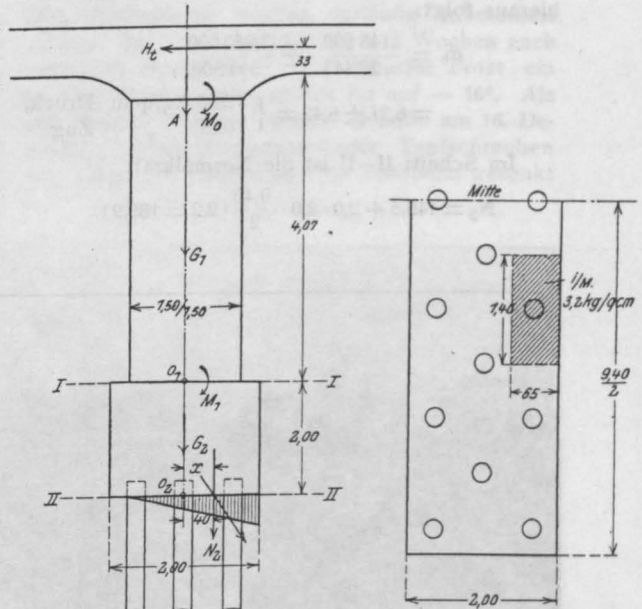
$$\sigma_b = \frac{N_1}{F} \pm \frac{M}{W},$$

wo $F = 150 \cdot 150^2 + 15 \cdot 62,84 = 23 \, 443 \text{ qcm}$ (Fig. 18)

$$\text{und } W = \frac{150}{6} \frac{150^2}{2} + \frac{15 \cdot 2 \cdot 18,85 \cdot 70^2}{2} = 599 \, 500 \text{ cm}^3,$$

$$\text{also } \sigma_b = \frac{143 \, 300}{23 \, 443} \pm \frac{5 \, 760 \, 000}{599 \, 500}$$

$$= 6,11 \pm 9,61 = \begin{cases} 15,72 \text{ kg/qcm Druck,} \\ 3,50 \text{ „ Zug.} \end{cases}$$



Ferner ist

$$N_1 = A + G_1 = 125,3 + 20,2 = 145,5 \text{ t,}$$

$$F = 23\,443 \text{ qcm und}$$

$$W = 599\,500 \text{ cm}^3,$$

hieraus folgt:

$$\sigma_b = \frac{145\,500}{23\,443} \pm \frac{3\,850\,000}{599\,500}$$

$$= 6,21 \pm 6,42 = \begin{cases} 12,63 \text{ kg/qcm} & \text{Druck,} \\ 0,21 & \text{Zug.} \end{cases}$$

Im Schnitt II—II ist die Normalkraft

$$N_2 = 145,5 + 2,0 \cdot 2,0 \cdot \frac{9,40}{2} \cdot 2,2 = 186,9 \text{ t.}$$

Eisenbeton-Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn erscheinen.

Der Bau wurde am 1. September 1908 mit dem Einrammen der Spundwände begonnen. Während sich beim beweglichen Pfeiler den Rammarbeiten keine größeren Schwierigkeiten in den Weg stellten, fanden sich im Baugrund des festen Pfeilers außerordentlich viel alte Holzpfähle vor, die von den wiederholten Umbauten der hölzernen Brücke im Boden zurückgeblieben waren. Diese Pfähle und noch andere Holzreste mußten mit vieler Mühe aus dem Baugrunde entfernt werden, und da derselbe hierbei gelockert wurde, war



Fig. 20.

Brücke in der Rüstung.

Es entsteht die Momentengleichung

$$H: (4,07 + 0,33 + 2,00) - M_0 - N_2 x = 0$$

$$\text{hieraus } x = \frac{17,5 \cdot 6,40 - 38,5}{186,9} = \text{rd. } 0,40 \text{ m.}$$

Die Beanspruchung des Baugrundes ohne Berücksichtigung der Pfähle beträgt

$$\sigma = \frac{2 \cdot 186\,900}{3 \cdot 60 \cdot \frac{9,40}{2}} = 4,42 \text{ kg/qcm,}$$

und die Belastung der zur Sicherung des Baugrundes verwendeten Pfähle für je einen Pfahl

$$P = 140 \cdot 65 \cdot \text{i. M. } 3,2 = \text{rd. } 30 \text{ t.}$$

Die Berechnung ist nur eine annähernde gewesen. In einem der nächsten Hefte wird eine genaue Abhandlung für die Berechnung von

eine Sicherung durch einen neuen Pfahlrost nötig, für den 20 Pfähle von 4,50 m Länge und einem Durchmesser von 25 cm eingerammt sind.

Die Pfeiler und die Fundamentplatten sind in Mischung 1:5 hergestellt; bei dem Pendelgelenk sind die Pfeiler mit einer dem Krümmungsradius angepaßten, besonderen eisernen Schablone in der Mischung 1:1 abgezogen. Nach Erhärtung der Oberfläche wurden Streifen aus allerbesten Pappe derart nach und nach aufgeklebt, daß die Oberfläche die richtige Krümmung für den Radius des Pendels erhielt. Die Oberfläche des Pendels wurde in ähnlicher Weise wie diejenige des Pfeilers behandelt und durch einen Abschlußsattel ist das Auflager hergestellt.

Für die Einrüstung sind die brauchbaren Teile der Holzbrücke zur Verwendung gelangt.

Auf die Holme wurden die Topfschrauben gestellt, welche die eigentliche Schalung zu tragen hatten. Die Fig. 20 zeigt die Brücke fertig betoniert in der Rüstung.

Die Eiseneinlagen (Fig. 21) wurden neben der Baustelle nach genauen Arbeitszeichnungen gebogen und auf ein sorgfältiges Einbringen wurde besonders geachtet. Das Eisen der Zugbänder besteht aus 8–12 m langen Stäben, die mit der nötigen Vorsicht zusammengeschweißt sind, und früher angestellte Zerreißproben haben gezeigt, daß die Zugfestigkeit des Eisens bei

Beton der Hängesäulen ein, sodaß ein fester Zusammenhang geschaffen ist.

Die Betonierung der Fahrbahn erfolgte zuerst und darauf wurden die Bögen hergestellt. Diese Leistungen beanspruchten eine Zeit von 5 Tagen. Die Hängesäulen blieben vorläufig unbetoniert stehen. Am 15. November, d. h. 2 Wochen nach beendeter Betonierung, trat scharfer Frost ein und die Temperatur fiel nachts bis auf -16° . Als das Wetter wärmer wurde, konnte am 16. Dezember durch Niederlassen der Topfschrauben um 4 cm die Einrüstung der Fahrbahn gesenkt

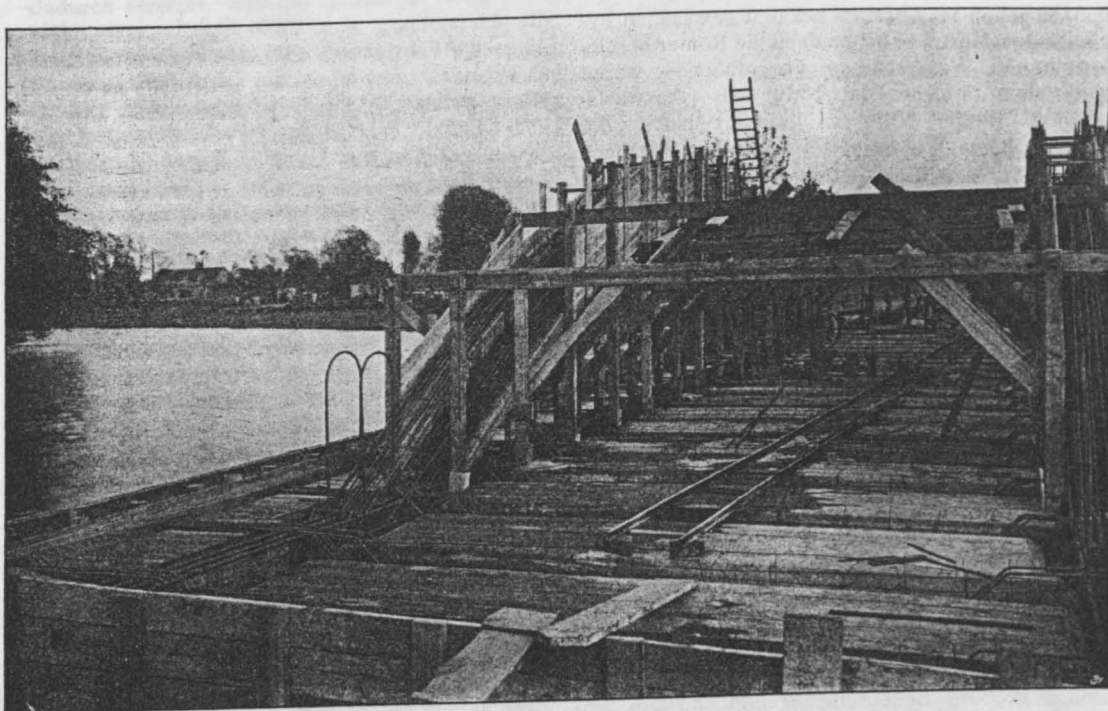


Fig. 21.

Eisengerippe.

richtiger Bearbeitung keine Beeinträchtigung erleidet. Die Schweißstellen sind so angeordnet, daß sich nicht mehr wie 4 Verbindungen in demselben Querschnitt befinden. Von den 26 Stäben jedes Zugbandes sind 8 Stück bis zu den Widerlagern geführt, während die anderen 18 Stäbe, an deren Enden Gewinde eingeschnitten waren, an eine 600–650 mm große und 3 mm starke flußeiserne Platte mittels starker Muttern befestigt sind.

Die Eisen der Hängesäulen sind genügend tief in den Beton der Bögen hineingeführt, sodaß die Haftfestigkeit vorhanden ist; auch die hochgebogenen Stäbe der Querbalken greifen in den

werden, worauf die Ausschalung der Bögen erfolgte.

Hierbei zeigte sich eine ziemlich gleichmäßige Setzung des Bauwerkes von 4–5 mm, und da auf diese Weise die Hängeeisen in die nötige Spannung versetzt waren, konnte ohne Aufenthalt die Umbetonierung derselben vorgenommen werden. Am 28. Dezember wurde dann bei einer Kälte von 11° die Brücke vom Gerüst befreit, ohne daß sich irgendwelche Durchbiegungen oder Risse zeigten. Einige Tage später fand eine Probebelastung statt, bei der auf einen Streifen von 3,40 m Breite Pflastersteine in einer Höhe von 75 cm aufgepackt worden sind. Auch hierbei konnten

keinerlei Durchbiegungen festgestellt werden, was verständlich ist, da die Nutzlast im Verhältnis zum Eigengewicht keine große Wirkung ausüben kann.

Seit dem 15. Januar d. J. ist die Brücke dem Verkehr übergeben.

Der in der Mischung 1:3, unter Verwendung

von Saxonia-Zement und Lübbener Grubenkies, hergestellte Beton des Tragwerkes wurde im chemischen Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten zu Karlshorst geprüft. Die Druckfestigkeit hat nach 28 Tagen 270 kg/qcm und nach 90 Tagen 349 kg/qcm betragen.

(Fortsetzung folgt.)

ALTES UND NEUES AUS DER ZEMENTINDUSTRIE.

Von Professor Dr. Rudolf Dietz (Dresden).

Die schon im Altertum bekannt gewesenen hydraulischen Mörtel — haben doch die Römer bereits bedeutende Wasserbauten ausgeführt — waren Materialien, welche die Natur als Auswurfsprodukt tätiger Vulkane geliefert hatte, die für sich keine Wassermörtel darstellen, erst nach dem Mischen mit gelöschtem Kalk hydraulische Eigenschaften zeigen. Solche natürlichen Stoffe sind aber nicht gerade häufig und finden sich nur an einzelnen Stellen der Erde, wie im Nette- und im Brohltal der Traß, bei Puteoli die Puzzolanerde und auf Santorin die Santorinerde.

Für den heutigen Bedarf an hydraulischen Bindemitteln kommen diese Erden nicht mehr allein in Frage, sie gelangen in größerem Maßstabe vorwiegend in der Nähe der Fundstelle zur Verwendung, wie z. B. der Traß bei den neueren großen Bauten der Talsperren in Westdeutschland. An Stelle der natürlichen Erden sind künstliche Produkte getreten, zuerst der Romanzement, 1796 von Parker in England hergestellt, dann der Portlandzement, 1824 von Aspdin in Leeds entdeckt, und in den sechziger Jahren der Schlackenzement oder Eisenportlandzement, wie er heute genannt wird.

Diese künstlichen Wassermörtel haben eine immer größere Bedeutung erlangt und ihre Verwendung hat einen enormen Umfang angenommen. Zu dem Verbrauch an Bauten im Wasser, wie Kais, Talsperren usw., sind neue Verwendungsarten gekommen, wie das sog. Zementierungsverfahren bei Schachtbauten, wobei riesige Quantitäten vonnöten sind, z. B. 120 Doppelader reinen Portlandzementes für den Schacht Neuhof bei Fulda; ferner führte die Erkenntnis, daß der Portlandzement dem Luftmauerwerk bedeutende Festigkeiten gibt, zu den Beton- und Eisenbetonbauten. Eine solche Steigerung im Verbrauch aber hing eng mit der Güte des hergestellten Produktes zusammen, welches alle gestellten Forderungen erfüllte, und so sind nicht zuletzt die Zementfabrikanten selbst an dem Aufschwung beteiligt. Vor allem steht die Fabrikation des hervorragenden Produktes, des Portlandzementes auf einer hohen Stufe, ist doch

die Herstellung von 25000 Faß im ersten Jahre deutscher Fabrikation, 1852, auf 28400000 Faß, von 85 Fabriken gewonnen, im Jahre 1907 gestiegen. Umfangreiche Arbeiten und kostspielige Versuche seitens der Fabrikanten, Verbesserungen aller maschinellen Einrichtungen haben den Erfolg begründet, besonders aber haben neue Konstruktionen der Brennöfen in der letzten Zeit einen großen Umschwung hervorgerufen, welche hier etwas eingehender behandelt werden sollen.

Bekanntlich ist der Portlandzement das Brennprodukt ton- und kalkhaltiger Mineralien bis zur Sinterung und darauffolgender Feinmalung der gebrannten Klinker. Die Öfen, in welchen zu Anfang die sorgfältig aufbereiteten Rohmaterialien gebrannt wurden, waren gewöhnliche Schachtöfen, wie sie von älteren Industrien, besonders der Kalkbrennerei übernommen wurden: es sind dies periodisch arbeitende Öfen, welche jedesmal gefüllt, zum Brande erhitzt und entleert werden mußten. Der für die höhere Temperatur des Zementbrandes erforderliche riesige Verbrauch an Brennmaterial, durch dessen schlechte Ausnützung bedingt, sowie die ungleichmäßige Hitze an den verschiedenen Stellen des Ofens welche keingleichmäßiges Produkt lieferte, führten bald zu manchen Verbesserungen. Einen großen Fortschritt bedeutete die Umwandlung der unterbrochen arbeitenden Öfen in solche mit kontinuierlichem Betriebe. Als beste Konstruktion dieser Art hatte sich der Ringofen von Hoffmann, zuerst in der Ziegelbrennerei gut eingeführt, bewährt.

Er besteht, in Kürze beschrieben, ohne auf die Einzelheiten einzugehen, in einem System von aneinanderliegenden Kammern, deren jede einen Ofen für sich darstellt. In einer Kammer findet der Brennprozeß statt, die Verbrennungsluft wird durch die vorliegenden, abzukühlenden Kammern geführt und somit angewärmt, während die heißen Feuergase die dahinterliegenden Kammern durchstreichen und das Brenngut somit anheizen. Auf der entgegengesetzten Seite des Ofens sind 2—3 Kammern ausgeschaltet, welche teils entleert, teils neu beschickt werden. So gut

er sich in der Ziegelindustrie bewährt hat, so konnte er sich doch in der Zementindustrie keinen durchschlagenden Erfolg sichern, da für die Zementklinker eine schnelle Kühlung von Bedeutung ist, die hier nicht erreicht werden konnte. Dieser Mangel sowie überhaupt das Bestreben, schnell zu brennen und schnell zu kühlen, führte zu Ofenkonstruktionen, die sich wieder an die Schachtöfen anlehnten. Ein Hauptvertreter solcher Öfen ist der Dietzschsche Etagenofen. Die Kontinuirlichkeit des Betriebes wurde im Gegensatz zum Ringofen, bei welchem Feuer und Brennzzone durch das stehende Brenngut weiter schreitet, dadurch erreicht, daß die Brennzzone konstant an einer Stelle bleibt, durch welche das Material hindurchbewegt wird. Die Einrichtung ist aus der Fig. 1 ersichtlich.

Die Zementmasse gelangt bei a eingefüllt durch den Schacht b, in welchem sie durch die abziehenden heißen Gase vorgewärmt wird, in den wagerechten Teil c, über den sie unter Zugabe von Brennmaterial weiterbefördert wird nach dem eigentlichen Brennraum d. Zu dieser Arbeit sind die Öffnungen g vorhanden. Der gebrannte Zement fällt dann durch den etwas erweiterten Schacht e, wo er durch die zustrichende, sich erwärmende Luft abgekühlt wird, nach den Öffnungen f, durch welche die Entleerung stattfindet.

Durch das Auseinanderschieben des Schachtes in 2 Teile, die durch eine schwach geneigte Ebene in Verbindung stehen, erreichte Dietzsch folgende Vorteile. In der eigentlichen Brennzzone, in welcher das Brenngut am weichsten wird und am ehesten geneigt ist an die Ofenwandungen anzubacken, wie dies bei den alten Schachtöfen oft vorkam, können die weichen Zementklinker nicht durch den Druck darüber liegender Massen gegen die Ofenwandung gepreßt werden, wodurch das Anschmelzen natürlich erleichtert wird. Bei dem Weiterbefördern des Materials durch den wagerechten Teil ist eine gute Beobachtung und Beurteilung möglich, wie weiterhin gefeuert werden muß. So bildet dieser Ofen, welcher meist als Doppelofen gebaut wird, eine ausgezeichnete Brenneinrichtung mit vorgewärmter Luft; er bedarf wenig Platz und die Leistung ist bei geringem Brennmaterialverbrauch erheblich. Der Erfolg, welchen Dietzsch erzielte, war die Ursache für eine Menge von Nachahmungen seines Ofens, welche aber keine Verbesserungen darstellten. Andere Konstruktionen von Schachtöfen mit kontinuierlichem Betrieb sind von Schöfer, Hauenschild, Stein und Hotop geschaffen worden, welche die Mängel des Anbackens zu beseitigen suchten, teils durch Erweiterung der Ofenteile unter der Sinterzone (Schöfer), durch Kühlung des Ofenmantels einerseits durch möglichste Dünnwandigkeit (Hauenschild) oder durch Verwendung eiserner

Rippen ohne Ofenfutter (Stein) andererseits durch Wasserkühlung der inneren Ofenwandung (Hotop).

Bei allen den genannten Öfen war das Brennen des Zements nur möglich nach vorhergehender Verarbeitung der Rohmasse in Ziegelform. Die Herstellung der Ziegel in der Ziegelpresse ist natürlich mit erheblichen Kosten verknüpft und es bedeutete daher einen großen Fortschritt in der Ofenkonstruktion, wenn die Zementroh Mischung, wie sie sowohl das Trockenverfahren als auch das Naßverfahren liefert, direkt zu Zement gebrannt werden konnte. Dies ist ermöglicht in dem Drehrohrföfen. In

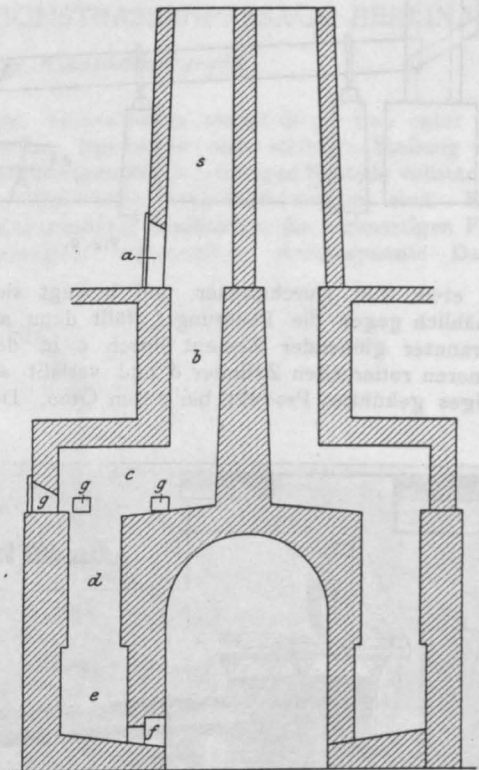


Fig. 1.

dem letzten Dezennium des vorigen Jahrhunderts wurde in Amerika der sogenannte Rotierofen in immer größerer Verbreitung eingeführt, ja man hat sogar behauptet, daß das riesige Aufblühen der amerikanischen Zementindustrie nur durch die Verwendung dieses Ofensystems möglich gewesen ist. In der Form, wie die Öfen bis Ende der 90er Jahre in Amerika gebaut wurden, konnten sie in der europäischen Industrie nicht gebraucht werden, da die Befuerung ausschließlich mit Mineralölen als Heizmittel geschah. Man legte daher dem neuen Ofensystem hier keine große Bedeutung bei. Dies änderte sich aber, als die ebenfalls in Amerika

entstandene Kohlenstaubfeuerung sich bei dem Rotierofen ausgezeichnet bewährte.

Der Betrieb des Drehrohrofens ist folgender (siehe die schematische Fig. 2). Die zu brennende Rohmischung gelangt durch a in den rotierenden Zylinder bb_1 von durchschnittlich 35—40 m Länge

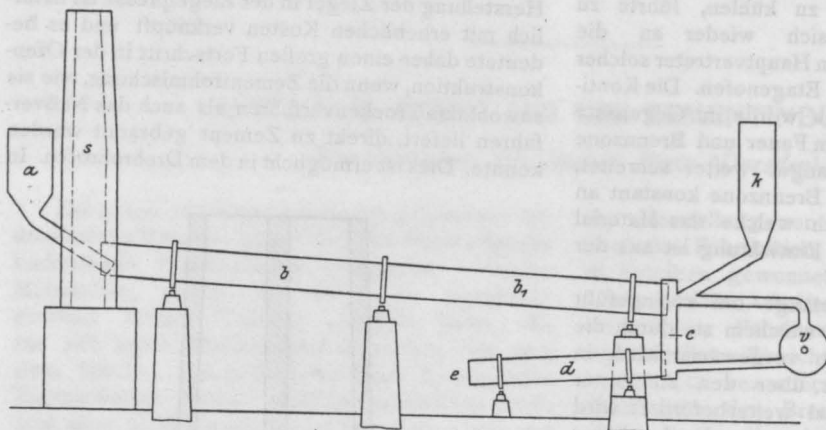


Fig. 2.

und etwa 2 m Durchmesser und bewegt sich allmählich gegen die Feuerung f, fällt dann als gebrannter glühender Zement durch c in den kleineren rotierenden Zylinder d und verläßt als fertiges gekühltes Produkt bei e den Ofen. Der

werden die Verbrennungsluft und die Feuergase geführt. Als Feuerung dient eine Kohlenstaubfeuerung. Der Kohlenstaub wird in k aufgegeben und gelangt nach f, wo er mit der von dem Ventilator v eingeblasenen Luft verbrennt; diese Luft wird durch den unteren Zylinder über den glühenden Zement eingesaugt, diesen schnell abkühlend und sich selbst erheizend; die Verbrennung ist daher bei f eine äußerst intensive und die entstehende Flamme bringt die in der Sinterzone befindliche Rohmasse auf die nötige Brenntemperatur; die heißen Flammgase streichen dann durch den übrigen Teil b des Cylinders, heizen die entgegenkommende Rohmasse an bzw. trocknen sie im obersten Teil vollkommen aus und entweichen schließlich nur noch mäßig heiß durch den Schornstein s.

Daß das neue Ofensystem eine Menge Kinderkrankheiten durchzumachen hatte, welche der Einführung bei skeptischen Leuten hinderlich war, ist

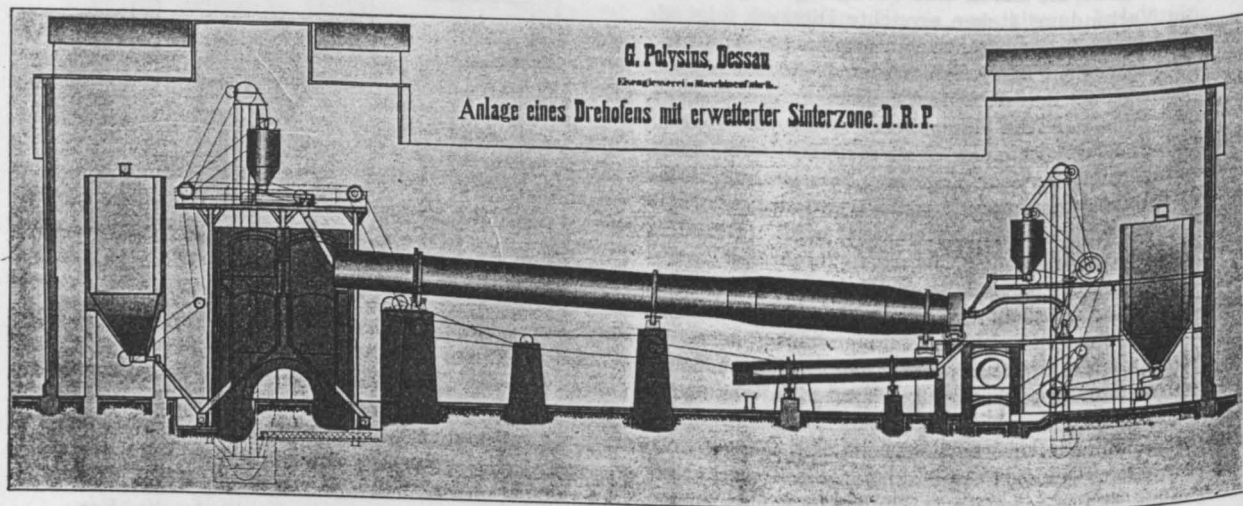


Fig. 3.

etwa $\frac{2}{3}$ betragende Teil b des oberen Zylinders dient als Trocken- und Vorwärmeraum, das übrige Drittel b_1 bildet den eigentlichen Brennraum, die sogenannte Sinterzone, und der untere Zylinder stellt die Kühltrommel dar. Dem Gang der Rohmischung und des gebrannten Zementes entgegen

natürlich, aber mit ihrer Überwindung kam der Drehrohrofens immer mehr in Aufnahme, so daß die Zahl der im Betriebe befindlichen Öfen 1907 schon auf etwa 125 Stück geschätzt wurde. Eine der jüngsten Änderungen ist (Fig. 3) die Erweiterung der Sinterzone, die nach theoretischen Erörterungen

der thermischen Verhältnisse eine noch vollkommenere Ausnutzung des Brennmaterials und Erhöhung der Produktion erwarten ließ. Solche Öfen werden ebenfalls in einer ganzen Anzahl schon in der Technik betrieben, obwohl man gute Erfolge erzielt hat, können die Versuche aber noch nicht als endgültig abgeschlossen gelten. Die Vorteile, die aber überhaupt das Drehrohr-Ofensystem den älteren Systemen gegenüber bietet, sind schon hervorragende und werden am besten durch folgende Erklärung der deutschen Port-

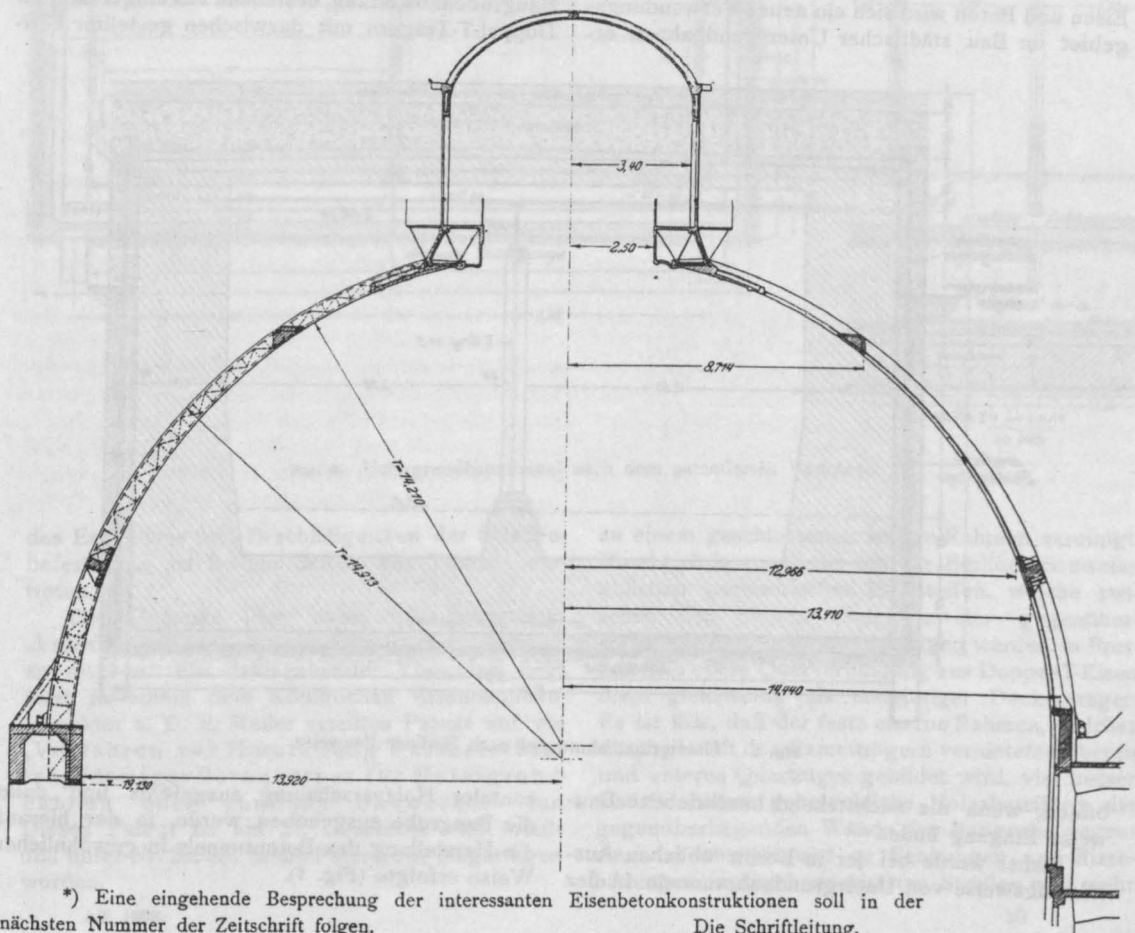
landzementfabrikanten gekennzeichnet. In einer Eingabe an den Reichskanzler betreffs der Sonntagsarbeit am Drehrohrofen schreibt der Vorsitzende des Vereins: Die Einführung der rotierenden Öfen bedeutet einen enormen Fortschritt in unserer Industrie, da die Qualität des damit erzeugten Zementes eine viel bessere ist, die Zahl der Arbeiter, welche zur Bedienung dieser Öfen erforderlich, aber einen kleinen Bruchteil derjenigen beträgt, welche bei allen anderen Ofensystemen nötig ist.

DIE EISENBETONKUPPEL DER FRIEDRICHSTRASSENPASSAGE BERLIN.*)

Von Prof. Siegmund Müller (Charlottenburg).

Das Bauwerk der Friedrichstraßenpassage, welches im Sommer vorigen Jahres fertiggestellt worden ist, verdient nicht nur infolge seiner allgemeinen Anordnung und seiner architektonischen Formgebung, sondern auch durch seine konstruktive Ausbildung in hohem Maße allgemeines Inter-

esse. Insbesondere nimmt dieser Bau unter den Berliner Neubauten eine wichtige Stellung ein, weil alle konstruktiv wichtigen Bauteile vollständig aus Eisenbeton hergestellt worden sind. Eine Reihe größerer Saalbauten, die eigenartigen Fundierungen, insbesondere weitgespannte Dach-



*) Eine eingehende Besprechung der interessanten Eisenbetonkonstruktionen soll in der nächsten Nummer der Zeitschrift folgen. Die Schriftleitung.

Die Schriftleitung.

binder und räumliche Zeltdächer bieten manche neu- und eigenartige Konstruktionen.

Vor allem aber enthält das Bauwerk der Friedrichstraßenpassage eine Eisenbetonkonstruktion, welcher nach der allgemeinen Anordnung und konstruktiven Durchbildung kaum ähnliches zur Seite gestellt werden kann: nämlich den inneren Kuppelbau, welcher den Mittelpunkt der Passage und das hervorstechendste Hauptglied des ganzen Bauwerkes bildet. Die eigentliche Kuppel hat einen lichten Durchmesser von etwa 30 m; ihre Laternenspitze liegt 48 m über der Fundierung. Die Kuppel ist in einzelne Rippen aufgelöst, deren Zwischenflächen in Glas gedeckt sind, so daß infolge der ungewöhnlich großen Lichtfläche das ganze Bauwerk den Eindruck einer offenen Kuppel erhält;

die beigegebene Abbildung gibt die Hauptabmessungen der Kuppel. Das unter Leitung des Kaiserl. Baurats Ahrens von der Bau- und Terrangesellschaft errichtete Gebäude ist in bezug auf seine Gesamtanlage und allgemein bautechnischen Punkte in der Zeitschrift für Bauwesen 1909 Heft I—III vom Kaiserl. Baurat Ahrens vor kurzem eingehend veröffentlicht worden. Die Eisenbetonkonstruktionen des Bauwerkes sind von der Firma M. Czarnikow & Co. in Berlin zur Ausführung gekommen. Für die Eisenbetonkuppel hat der Verfasser im Auftrage der Firma Czarnikow & Co. die konstruktive Durchbildung und statische Berechnung durchgeführt. In der nächsten Nummer soll eine durch konstruktive Zeichnungen erläuterte Beschreibung dieser Eisenbetonkonstruktion folgen.

VERFAHREN ZUR HERSTELLUNG WASSERDICHTER TROGFÖRMIGER BETONKÖRPER FÜR UNTERGRUNDBAHNEN ODER ÄHNLICHE BAUWERKE (D. R.-P. 206 878).

Der Herstellung von Verbundkörpern aus Eisen und Beton wird sich ein neues Verwendungsbereich im Bau städtischer Untergrundbahnen er-

Weise vorgegangen, daß zuerst eine beiderseitige Baugrubenabsteifung, bestehend aus eingerammten Doppel-T-Trägern mit dazwischen gestellter hori-

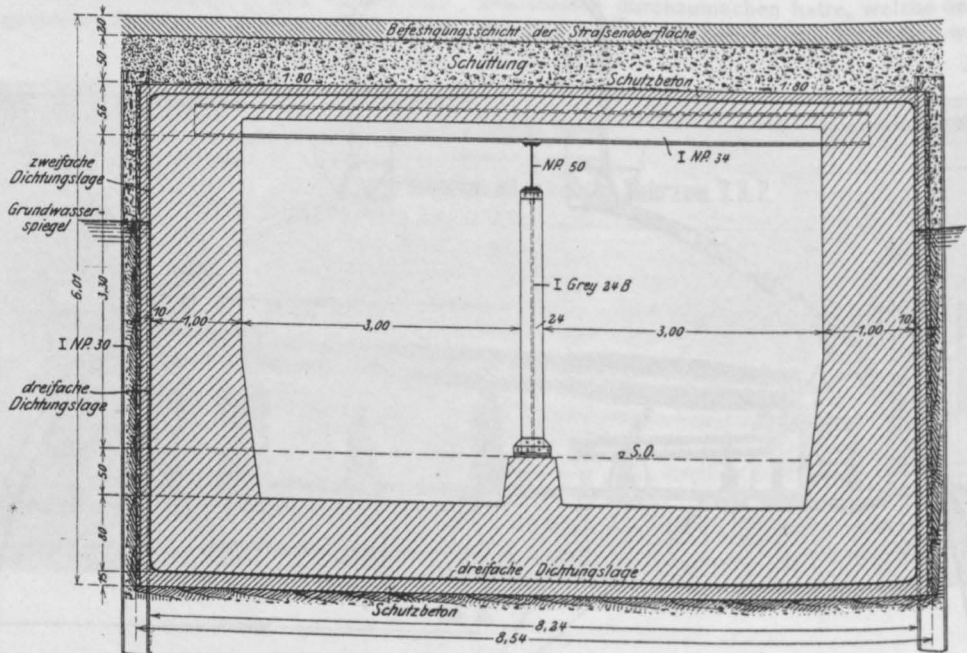


Fig. 1 Untergrundbahntunnel nach Berliner Bauweise.

öffnen, wenn die nachstehend beschriebene Bauweise Eingang findet.

Bisher wurde bei der in Berlin üblichen Ausführungsweise von Untergrundbahntunneln in der

zontaler Holzverschalung ausgeführt und dann die Baugrube ausgehoben wurde, in der hierauf die Herstellung des Betontunnels in gewöhnlicher Weise erfolgte (Fig. 1).

Die Baugrubenabsteifung blieb, nachdem der obere Teil derselben weggeschnitten worden war, weil er in die Straßenbefestigung einragte, im Erdboden stecken und war für das definitive Bauwerk wertlos. Die Kosten der Baugrubenabsteifungen beliefen sich etwa auf 150 M pro m Tunnel.

Es erscheint unwirtschaftlich, eine so teure Baugrubenabsteifung nutzlos preiszugeben. Das Verbleiben der Holzverschalung in der Erde hat aber ferner noch den Nachteil, daß beim Faulen derselben über der Grundwassergrenze Senkungen

Bei dem Müllerschen Verfahren werden die zur Baugrubenabsteifung dienenden Doppel-T-Träger nicht mehr hinter die Tunnelmauern, sondern in einem solchen Abstände von der Tunnelmitte eingerammt, daß sie in die Tunnelwände zu stehen kommen. Die horizontale Holzverschalung wird durch eine Eisenbetonverschalung ersetzt und vermittels geeigneter Abstandhalter (Keilen, Topfschrauben oder dergl.) hinter die Rammträger gestellt. Je zwei sich gegenüberstehende Rammträger werden durch eine obere und untere Querverbindung aus Doppel-T-Trägern

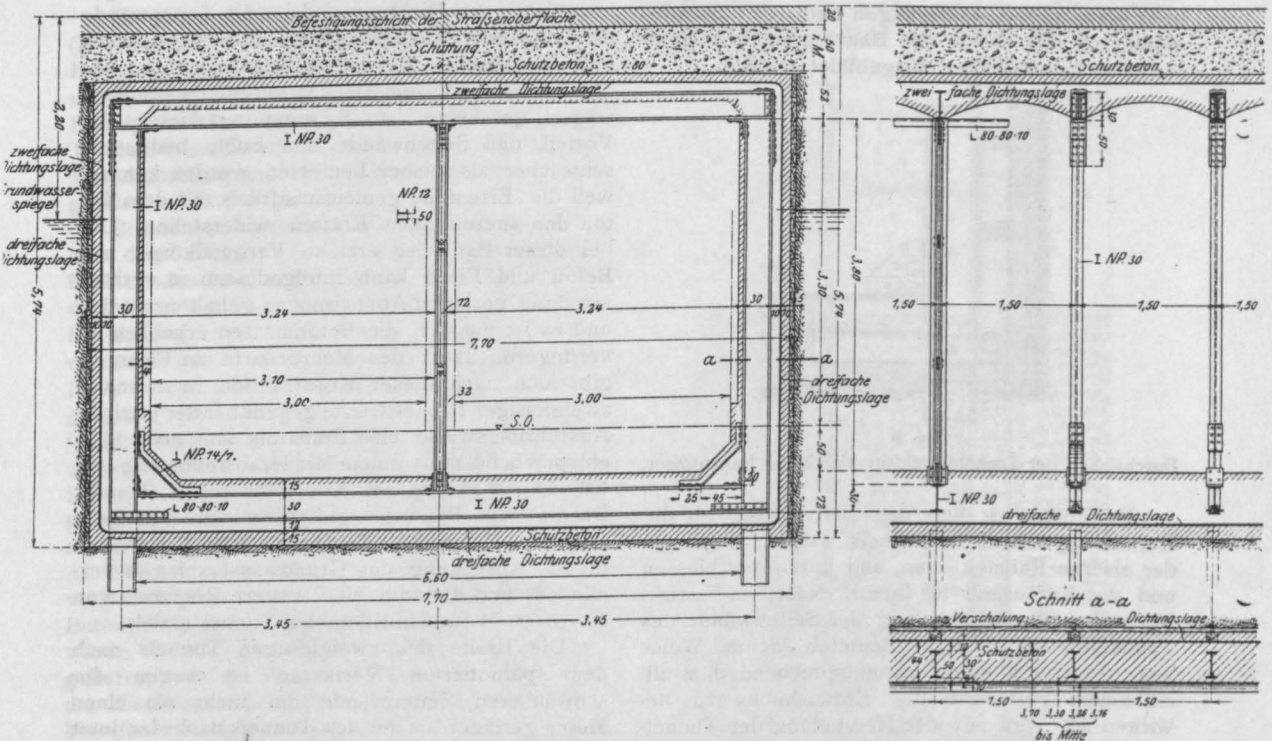


Fig. 2. Untergrundbahntunnel nach dem patentierten Verfahren.

des Erdbodens und Beschädigungen der Straßenbefestigung zu beiden Seiten des Tunnels eintreten.

Der Gedanke liegt nahe, die Baugrubenabsteifung mit für das endgültige Bauwerk nutzbar zu machen. Ein dahingehender Vorschlag liegt jetzt in einem dem Königlichen Eisenbahnbauinspektor a. D. R. Müller erteilten Patent auf ein „Verfahren zur Herstellung wasserdichter trogförmiger Betonkörper für Untergrundbahnen oder ähnliche Bauwerke“ vor. Dieses Patent ist am 24. Dezember 1908 erteilt und unter Nr. 206 878 in die Patentrolle eingetragen worden.

zu einem geschlossenen steifen Rahmen vereinigt. Hierdurch kommen die bei der Berliner Bauweise üblichen provisorischen Holzsteifen, welche zwischen den oberen Enden zweier gegenüberstehender Rammträger eingezogen werden, in Fortfall. Die obere Querverbindung aus Doppel-T-Eisen dient gleichzeitig als endgültiger Deckenträger. Es ist klar, daß der feste eiserne Rahmen, welcher durch die mit den Rammträgern vernieteten oberen und unteren Querträger gebildet wird, viel besser als die bisher gebräuchliche Holzabsteifung die gegenüberliegenden Wände der Baugrube gegeneinander absteift und so Senkungen und Rissebildungen in den benachbarten Straßen weit mehr

vermieden werden, als bei der jetzigen Bauweise. In den zumeist weichen Bodenarten Berlins wird es bei dem heutigen Stande der Rammtechnik keine Schwierigkeiten bieten, durch sorgfältiges Rammen der Doppel-T-Träger etwaige Abweichungen derselben von der Vertikalen auf ein sehr geringes Maß zu beschränken. Insofern derartige Abweichungen aber dennoch entstehen, so müssen dieselben am Anschluß der Querträger an die gerammten Doppel-T-Träger durch keilförmige Zwischenlagen ausgeglichen werden. Den fertigen nach dem patentierten Verfahren ausgeführten Tunnel zeigt Fig. 2; wie ersichtlich, sind die Einzelheiten des Tunnelrahmens unter Wahrung aller statischen Anforderungen und unter Berücksichtigung der durch den Bauvorgang bedingten Arbeitsschwierigkeiten ausgebildet worden.

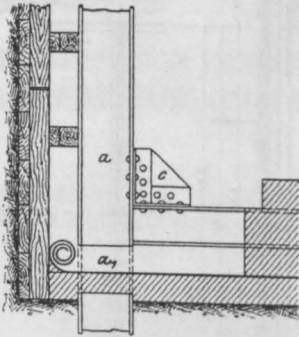


Fig. 3.

Durchziehen der Dichtungsschicht durch die Rammträger.

Verfolgen wir nun den Bauvorgang für die Herstellung des Betontunnels weiter. Nachdem der eiserne Rahmen oben und unten geschlossen und der Erdaushub im Innern desselben bewirkt ist, wobei die Einschalung der Seitenwände des Tunnels in der oben angedeuteten Art und Weise von oben nach unten zu entsprechend dem allmählichen Fortschritt des Erdaushubes zu bewirken ist, wird mit der Herstellung der Tunnelsohle begonnen. Auf die Baugrubensohle wird zuerst eine schwache Betonschicht, dann die Dichtungsschicht gegen das Eindringen des Grundwassers und schließlich der eigentliche Betonkörper der Tunnelsohle aufgebracht, und zwar so, daß derselbe beiderseits nahezu bis an die eingerammten Doppel-T-Träger heranreicht, wobei der untere Querträger von dem Sohlenbeton völlig umhüllt ist. Ist so der untere Querträger gut aufgelagert, so wird unter der Anschlußstelle desselben an die eingerammten Doppel-T-Träger ein kurzes Stück der letzteren mittels des Autogen-Schneidverfahrens herausgeschnitten und damit der Raum für die Durchführung der Dichtungsschicht geschaffen (Fig. 3).

Es wird darauf der Sohlenbeton bis an die Außenseite der Seitenwände verbreitert und mit

der Betonierung der Seitenwände begonnen. Da die Schalung hinter den Rammträgern eingebracht ist, so ist es möglich, die Dichtungsschicht gegen das Eindringen des Grundwassers auf einer Betonschutzschicht hinter den vertikalen Rammträgern herzustellen, indem man abwechselnd die die Schalung gegen die Rammträger absteitenden Keile oder Topfschrauben löst und wieder einsetzt. Ein Hereindrücken der wagerechten Schalbohlen durch den Erddruck kann dabei nicht stattfinden, weil sie an ihren hinter den eisernen Pfosten liegenden Stößen von senkrecht stehenden Deckbohlen überdeckt werden.

Auf diese Weise kommen die Rammträger innerhalb der Dichtung und in die Seitenwände des Tunnels zu liegen und können als Konstruktionsteile für dieselben verwendet werden, ebenso wie dies bereits mit den Deckträgern und Sohlenträgern geschehen ist. Es entspringt hieraus der Vorteil, daß Seitenwände und Sohle bedeutend schwächer als bisher bemessen werden können, weil die Eisenteile gemeinschaftlich mit dem Beton den angreifenden Kräften widerstehen. Der bei dieser Bauweise erzielte Verbundkörper aus Beton und Eisen kann infolgedessen in verhältnismäßig geringen Abmessungen gehalten werden und es ist möglich, die Betonmassen erheblich zu verringern. Trotz des Mehrbedarfs an Eisen ergibt sich nach dieser Konstruktion in normaler zweigleisiger Tunnelstrecke gegenüber der jetzigen Ausführungsweise eine Ersparnis von etwa 11% entsprechend etwa einem Minderkostenbetrag von 180–220 000 M für ein Kilometer rohen Tunnel. Da die neue Bauweise außerdem eine geringere Tiefe der Baugrube erfordert, werden die Kosten für die Absenkung des Grundwasserspiegels vermindert und dadurch eine weitere Ersparnis von 50–60 000 M für ein Kilometer Tunnel erzielt.

Die Breite des zweigleisigen Tunnels nach dem patentierten Verfahren ist wegen der schwächeren Seitenwände um mehr als einen Meter geringer als die des Tunnels nach der jetzt in Berlin üblichen Ausführungsweise. Es wird dadurch die Möglichkeit geschaffen, Untergrundbahntunnel auch in schmälere Straßen einzubauen als dies bisher möglich war.

Da nach dem vorliegenden Verfahren die endgültige Tunneldecke sofort bei Beginn des Baues hergestellt werden kann, wird ein großer Teil der Kosten für provisorische Abdeckungen der Baugrube, welche in Berlin jetzt für Überleitung des Straßenverkehrs an Straßenkreuzungen, Plätzen usw. aufgewendet werden müssen, entfallen. Die Kosten für solche provisorische Abdeckungen belaufen sich in den inneren Stadtteilen auf etwa 80% der Kosten des rohen Tunnels. Die auf dem angedeuteten Wege möglichen Ersparnisse dürften sicherlich mit 40% zu veranschlagen sein, sodaß sich bei dem neuen Verfahren für Herstellung von

Untergrundbahntunneln eine Gesamtersparnis von 18–20% der Baukosten des rohen Tunnels ergibt.

Diese erhebliche Verminderung der Baukosten allein schon läßt es wünschenswert erscheinen, daß das neue Verfahren Beachtung und Anwendung fände.

Das vorgeschriebene Verfahren kann, wie ohne

weiteres ersichtlich, auch bei Schleusen, Kanälen, Kellern, Flüssigkeitsbehältern und anderen oben offenen Bauwerken aus Beton (Betontrüben) entsprechend zur Anwendung kommen, wenn die Größen- und Gründungsverhältnisse derselben eine vorteilhafte Ausführung nach dieser Bauweise erwarten lassen.

A. D.

BELASTUNGSPROBEN MIT SIMPLEX-BETONPFÄHLEN.

Besprochen von Ingenieur H. Burchartz (Gr.-Lichterfelde-W.).

In einer in Heft 2 und 3 dieser Zeitschrift (I. Jahrgang) erschienenen Abhandlung ist über Belastungsproben berichtet, die im Jahre 1907 mit Betonpfählen, hergestellt nach dem Simplex-Betonpfahl-Bauverfahren auf Veranlassung der Tiefbau-Gesellschaft zu Berlin durch das Königl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde ausgeführt worden waren.

Bei diesen Versuchen wurden u. a. bei einer aus drei Pfählen und einer Fundamentplatte bestehenden Konstruktion unter einer Gesamtlast von 93 000 kg, d. i. 31 kg für jeden Pfahl, eine Einsenkung von rund 1,5 cm und bei einem einzelnen Pfahl unter 40 000 kg Gesamtlast eine Einsenkung von durchschnittlich 1,7 cm festgestellt. Wie bereits in der erwähnten Abhandlung bemerkt, waren die Probepfähle von durchaus ungeübtem Personal hergestellt, und sind wahrscheinlich auf diesen Umstand die im Vergleich zu den aufgebrachten Lasten verhältnismäßig großen Einsenkungen zurückzuführen.

Neuere ebenfalls unter amtlicher Aufsicht vorgenommene Belastungsproben mit Simplex-Betonpfählen, die von geschulten Leuten gefertigt waren, haben wesentlich günstigere Ergebnisse geliefert. Diese in Gegenwart von Vertretern der Hamburger Baupolizei angestellten Versuche betrafen Betonpfähle, die als Gründung für ausgedehnte Neubauten auf dem Terrain der Vulkan-Werft in Hamburg von der Firma Köhncke & Co., Bauunternehmung, G. m. b. H. in Hamburg, hergestellt worden sind.

Die Anfertigung der Pfähle erfolgte am 3. Juni 1908 nach dem als bekannt vorausgesetzten Simplex-Verfahren. Die 13 m langen Pfähle wurden so tief eingerammt, daß das Pfahlrohr bei den letzten 10 Schlägen mit einem 1500 kg schweren Rammbar bei 3 m Fallhöhe noch 2,3 cm pro Schlag in den Boden eindrang.

Die an der Baustelle herrschenden Boden- bzw. Grundwasserverhältnisse erhellen aus Fig. 1. Die Belastungsproben wurden in der Zeit vom 29. September bis 8. Oktober 1908, also bei etwa vier Monate altem Alter der Pfähle, ausgeführt. Geprüft wurden insgesamt drei Pfähle von 40 cm

Durchmesser, von denen zwei bewehrt waren; der dritte Pfahl bestand aus reinem Beton.

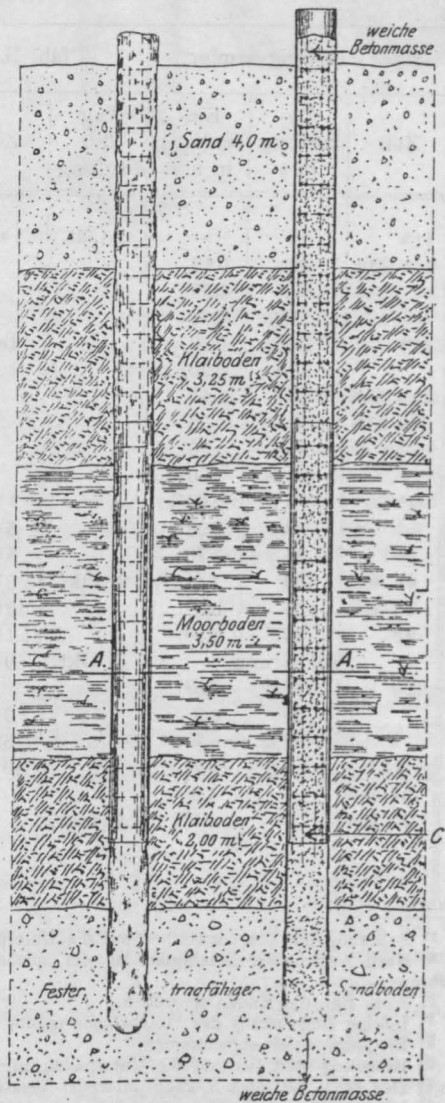


Fig. 1.

Die verwendete Betonmischung war 1 Rtl. Zement + 4 Rtl. Kies (Elbkies). Die Längsbewehrung des einen Eisenbetonpfahles bestand in seiner ganzen Länge aus sechs symmetrisch im Querschnitt am Rande des Pfahles angeordneten Rundeisen von 2,2 cm Durchmesser, die Querbewehrung aus in Abständen von je 30 cm eingelegten Bügeln. Der zweite Eisenbetonpfahl war nur in seinem oberen Teile auf 6 m Länge mit sechs Rundeisen von 1,5 cm Durchmesser und Querverbindungen in je 30 cm Abstand bewehrt. Der untere 7 m lange Teil des Pfahles war nicht armiert. Der dritte Pfahl war überhaupt ohne Bewehrung.

Die Pfähle wurden einzeln belastet. Wegen der langen Dauer der Zeit, die das Belasten beanspruchte, mußten die Versuche zeitweise unterbrochen werden und die Pfähle längere Zeit unter der aufgebrachten Last stehen.

Die Art der Belastung ist bekannt. Bei bestimmten Laststufen wurde die Einsenkung der Pfähle mit Hilfe geeigneter Meßvorrichtungen festgestellt.

Die Ergebnisse dieser Messung und die sonstigen bei den Versuchen gemachten Beobachtungen sind in nachstehender Tabelle verzeichnet:

Ergebnisse der Belastungsproben mit Simplex-Betonpfählen auf dem Terrain der Vulkan-Werft in Hamburg.

Pfahl-Nr.	Pfahl I (kräftig armiert)			Pfahl II (normal armiert)				Pfahl III (nicht armiert)						
Tag der Prüfung	Zeit	Belastung in t	Einsenkung in mm	Tag der Prüfung	Zeit	Belastung in t	Einsenkung in mm	Tag der Prüfung	Zeit	Belastung in t	Einsenkung in mm			
29. Sept.	11 h	45	—	1. Okt.	1 h 50 m	45	0,1	7. Okt.	1 h	60,3	0,03			
	11 h 30 m	50,2	0,15			50,2	0,3			64,9	0,04			
		52,6	0,35			56,5	0,5			69,5	0,05			
		55,2	0,50			58,5	0,75			74,1	0,07			
	12 h	56,5	0,70			3 h 15 m	60,3			0,9	80	0,15		
		58,5	0,80				64,9			1,0	85	1,1		
	12 h 20 m	60,3	1,10				69,5			1,18	90	1,2		
		1 h 30 m	60,3				1,35			74,1	1,40	95	1,25	
	64,9		1,50				78,9			1,85	97,5	1,45		
	69,5		1,90				80			1,95	5 h 30 m	100	1,70	
	2 h 30 m	74,1	2,20 ¹⁾				4 h 50 m			85	2,09	100	1,80	
		78,9	2,55							5 h 15 m	85	2,15 ⁶⁾	8. Okt.	105
	3 h	80	2,70								5 h 40 m	85		2,8
	4 h 30 m	80	7,4 ^{2), 3)}				2. Okt.			8 h 30 m		90		2,9 ⁶⁾
	5 h 30 m	85	8,8 ³⁾			12 h				95	3,2			
30. Sept.	8 h	85	9,8 ³⁾	1 h 30 m	100	3,4 ⁶⁾								
	Entlastung			5. Okt.	9 h	100	4,9 ⁶⁾	etwa						
	12 h	40,2	9,5 ⁴⁾		Entlastung			3 h 30 m	120					
		29	8,8		3 h 50 m	69,5	3,1 ⁷⁾							
		17,6	6,7	5 h	60,3	2,3								
		8,8	4,7	10 h	40,2	1,5								
	3 h 45 m	—	4,3		35	0,9	Der Bruch des Pfahlkopfes erfolgte, nachdem der Pfahl die Belastung von 120 t etwa 10 Minuten voll getragen hatte.							
	4 h 30 m	—	4,1 ⁵⁾	6. Okt.	31,5	0,7								
				17,6	0,55									
					—	0,3								

¹⁾ Belastung hat sich inzwischen auf die Unterpallungen aufgesetzt.

²⁾ Nach Ansicht der Beteiligten ist der große Ausschlag am Biegemesser auf seitliche Verbiegung des Pfahlkopfes zurückzuführen

³⁾ Alles frei, die Enden schweben.

⁴⁾ Infolge Aufscherens des Holzbalkens mußte von weiterer Belastung Abstand genommen werden.

⁵⁾ Biegemesser abgenommen.

⁶⁾ Belastung setzt sich auf die Unterpallungen.

⁷⁾ Der Pfahl hat etwa 3 Tage unter der Belastung von 100 t gestanden.

⁸⁾ Mittlere Unterpallungen allmählich fest geworden.

⁹⁾ Alles frei.

Der Verlauf der Einsenkung bei den verschiedenen Laststufen ist in Fig. 2 zeichnerisch dargestellt. Hiernach betrug die gesamte Senkung der Pfähle unter der aufgetragenen Höchstlast:

Pfahl I	8,8 mm	(Höchstlast 85 t)
" II	3,4 "	(" 100 t)
" III	2,3 "	(" 120 t)

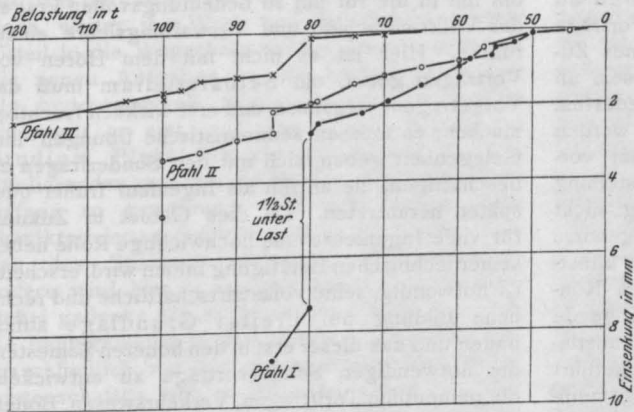


Fig. 2.

Der Vergleich dieser Ergebnisse mit denen der seinerzeit in Berlin ausgeführten Belastungsproben zeigt ohne weiteres das ungleich günstigere Verhalten der von geübten Leuten hergestellten Simplexbetonpfähle. —

Im Anschlusse an diese Ausführungen sei noch mitgeteilt, in welcher Weise Betonpfahlgründungen nach dem Simplexverfahren in nicht einwandfreiem Baugrund ausgeführt werden. Das Triebrohr wird, wie sonst üblich, in den Boden eingerammt, bis guter Untergrund erreicht ist. In das Rohr wird plastischer Beton bis zu einer

gewissen Höhe eingefüllt, und dann eine vorher gefertigte, erhärtete, mit einem schützenden Anstrich versehene Betonsäule von größerer Länge, als sich die Schicht schlechten Betons erstreckt, in das Rohr eingelassen. Diese Säule ist mit Eiseneinlagen bewehrt, die an beiden Enden der Säule herausragen. Die unteren Eisenenden

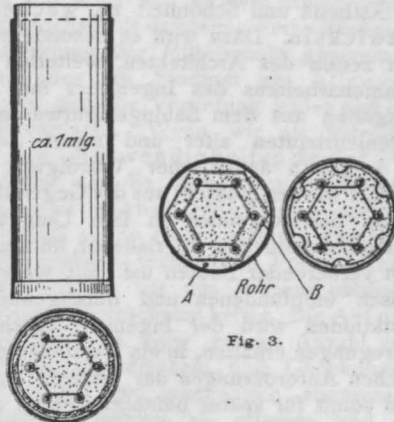


Fig. 3.

dringen in den im Rohr befindlichen weichen Beton ein und verbinden sich mit diesem beim Erhärten. Der obere Teil des Pfahles wird, wie üblich, weiter fertiggestellt.

An Stelle der fertigen Betonsäule mit dem Schützenanstrich können auch Ton-, Metall- oder mit Anstrich versehene Zementrohre in das Triebrohr, soweit die schlechte Betonschicht reicht, eingelassen und hierauf mit Beton ausgefüllt werden. Die Art der vorbeschriebenen Bauausführungen ist in Fig. 1 und 3 veranschaulicht.

DIE NEUEREN BESTREBUNGEN DES VERBANDES DER DEUTSCHEN ARCHITEKTEN- UND INGENIEURVEREINE UND DAS STUDIUM DER BAUINGENIEURWISSENSCHAFTEN AN DEN DEUTSCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULEN.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Der Verband der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine hat in seinen letzten Tagungen und Sonderberatungen auf zwei Momente hingewiesen, welche für die künftige Ausbildung der Bauingenieure von weittragender Bedeutung werden dürften, und zwar einerseits auf die notwendige Pflege künstlerischen und ästhetischen Verständnisses, andererseits auf eine Vertiefung des volkswirtschaftlichen und rechtlichen

Studiums. Beide Unterrichtsgegenstände sind derartige, daß sie sich nicht in wenigen Semestern lehren und lernen lassen. Wenn auch der Bauingenieur kein Künstler werden soll und kann, so soll er doch im Laufe seines Studiums Verständnis für die künstlerischen Aufgaben seiner Zeit erhalten und soweit in diese Anschauungen hineingeführt werden, daß er die ästhetischen Grundlagen seiner Bauten, die Führung ihrer Linien, das Abwägen des Wichtigen und

Beherrschenden gegenüber dem Nebensächlichen die Schönheit des Werkes, die in der äußerlichen Verkörperung seiner Zweckbestimmung liegt, zu verstehen und zu würdigen vermag. Das kann aber nicht von heute auf morgen geschehen; denn ein Ingenieur wird — abgesehen von ganz wenigen Fällen — kein geborener Künstler sein; bei ihm wird es sich zunächst darum handeln, das Gefühl für Ästhetik und Schönheit zu wecken und zu entwickeln. Dazu wird es besonderer Vorträge von seiten des Architekten, weiterhin eines Zusammenarbeitens des Ingenieurs mit diesem an Aufgaben aus dem Bauingenieurwesen bedürfen. Ingenieurbauten alter und neuer Zeit werden in kritisch ästhetischer Würdigung ihm vorgeführt werden müssen; aus der Gegenüberstellung wenig befriedigender, in ihre Umgebung nicht hinein komponierter, überladener, im Liniengewirre sich verlierender Bauten usf. mit wahrhaft künstlerisch empfundenen und durchgebildeten Konstruktionen wird der Ingenieur fruchtbringende Anregungen erhalten, in ein Verstehen der künstlerischen Anforderungen der Jetztzeit hineingeführt und somit für später befähigt werden zu gemeinsamer wertvoller Arbeit mit dem Architekten. Wie oft finden wir es heute in der Praxis, daß der Ingenieur ein Bauwerk entwirft und, nachdem vom Standpunkte vorwiegend wirtschaftlicher und statischer Verhältnisse dieses manchmal bis in die Einzelheiten festgesetzt ist, erst dann der Architekt gerufen wird, der nun als „Wunderdoktor“ der Konstruktion noch zu einer Schönheit verhelfen soll, die nun in vielen Fällen keine innerliche mehr zu werden vermag, sondern leider allzuoft sich nur auf äußerliche Zutat beschränken muß. Wie wichtig eine künstlerische Erziehung des Ingenieurs in bestimmten Grenzen ist, ist auch aus den Aufgaben ersichtlich, die seiner in Zukunft im Städtebau warten; ist doch allein schon die Frage der Bebauungspläne eine solche, bei der ein leitender Ingenieur künstlerisches Empfinden und Sinn für die Schönheit abwechslungsreicher Gestaltung eines Stadtebildes haben muß; ist er doch hier der Berufene, der zwischen allen den Anforderungen und Gegensätzen, die eine solche Aufgabe von höchsten wirtschaftlichen, ästhetischen und gesundheitlichen Folgen bedingt, zu vermitteln hat — eine Aufgabe, der er aber nur gerecht zu werden imstande ist, wenn er für alle ihre Seiten Verständnis besitzt!

Ich meine, daß die technischen Hochschulen mit der künstlerischen Erziehung ihrer Bauingenieure von vornherein ganze Arbeit tun sollten. Wenn es auch nur ganz wenige Stunden sind, die in den einzelnen Jahreskursen diesem Lehrgebiete zur Verfügung gestellt werden dürften, so sollte doch diese Erziehung durch das ganze Studium hindurchgehen, immer sich steigernd im Geben und im Fordern. Hier gilt es fraglos eine

Schuld abzutragen an der Erziehung unserer Ingenieure, die in den letzten Jahrzehnten sich angehäuft.

Ähnlich liegen auch die Verhältnisse in bezug auf die weitere Ausgestaltung und Vertiefung des volkswirtschaftlichen und rechtlichen Studiums; auch hier bedarf es einer allmählichen und systematischen Erziehung des Studierenden, um ihn in die für ihn so bedeutungsvollen Fragen der Volkswirtschaft und Verwaltungslehre einzuführen. Hier ist es nicht mit dem Hören von Vorträgen getan, ein Selbststudium muß das Vorgetragene ergänzen und erst wirklich fruchtbar machen; es müssen seminaristische Übungen ihm Gelegenheit geben, sich mit den Sonderfragen zu beschäftigen, die an ihn als Ingenieur früher oder später herantreten. Da dies Gebiet in Zukunft für viele Ingenieure eine hochwichtige Rolle neben seiner technischen Betätigung bilden wird, erscheint es notwendig, seine volkswirtschaftliche und rechtliche Bildung auf breiter Grundlage aufzubauen und aus dieser erst in den höheren Semestern die notwendigen Sondervorträge zu entwickeln, die namentlich Tariffragen, Verkehrswesen, Bodenpolitik, Arbeitergesetzgebung, Genossenschaftswesen, Gemeindeverfassung usw. zu behandeln hätten. Wer des öfteren Gelegenheit gehabt hat, der mündlichen Prüfung aus den volkswirtschaftlichen Gebieten beizuwohnen, wird von hier die Überzeugung mitgenommen haben, daß sich nur schwer ein Maßstab in einer solchen kurzen Prüfung dafür gewinnen läßt, wie weit das Verständnis entwickelt worden; hier sollten seminaristische Arbeiten aus den wichtigen Einzelgebieten an Stelle einer mündlichen Prüfung gefordert werden, Arbeiten, die nicht nur in den allerletzten Semestern zu schaffen sind, sondern das allmähliche Reifen des Verständnisses erkennen lassen und nicht als Endzweck — wohl aber als ein willkommener Lohn, die Möglichkeit einer Promotion mit einer volkswirtschaftlichen oder verwaltungsrechtlichen Arbeit gewähren können. Daß es heute schon nach den Bestimmungen über das Promotionsverfahren auf technischen Hochschulen möglich ist, in dieser Richtung den Dr.-Ing. zu erlangen, ist unzweifelhaft, zudem auch durch einige — wenn auch wenige — Fälle bereits bewiesen. Es liegt auf der Hand, daß die hier bearbeiteten Themen in der Regel solche sein werden, welche technisches Verständnis voraussetzen, sodaß einer der Referenten Techniker sein wird. Ohne erhebliche Bedeutung wird es hierbei sein, bei welcher der Abteilungen, ob bei der allgemeinen oder einer der Bauabteilungen, das Promotionsverfahren stattfindet.

So sind es denn wichtige Aufgaben, welche in Zukunft den Bauingenieur-Abteilungen der Hochschulen gestellt werden; diese müssen es mit Dank begrüßen, daß gerade der Verband der Deutschen Architekten- und Ingenieurvereine, in

dem die Bauingenieure ihre vornehmste Ständesvertretung erblicken, in so tatkräftiger Weise für ihre Fortbildung und damit die Weiterentwicklung des Faches und die Hebung des Standes eintritt. Aber hiermit — so wertvoll auch diese Unterstützung ist — ist es noch nicht getan. Die Kollegen der Praxis, als die berufenen Beurteiler dessen, was heut in der Bauingenieurerausbildung not tut, was dort zu ändern und zu bessern ist, müssen noch weiter ihr Wort und ihr fachmännisches Urteil in die Wagschale werfen, denn — nachdem die neuen Aufgaben an uns herangetreten und als bedeutungsvoll allgemein erkannt worden sind, gilt es erst, auf den Hochschulen im Studium Platz für sie zu schaffen, den Studierenden zunächst die Möglichkeit einer Vertiefung zu gewähren. Und nicht nur die oben charakterisierten Gebiete sind es, die einen Ausbau des Studiums verlangen, noch manches andere wird hier in Zukunft hinzutreten müssen. Dabei gedenke ich zunächst des Umstandes, daß die Bauingenieure in den ersten 4 Semestern fast ausschließlich nur mit vorbereitenden und Hilfswissenschaften sich zu befassen haben und erst vom dritten Jahre an in ihr eigentliches Studium eintreten. Soll hierbei das lebhafteste Interesse, das man von einem jeden für sein Fach voraussetzen darf, in den ersten Semestern nicht erlahmen, so erachte ich ein allgemeines, enzyklopädisches Kolleg über Bauingenieurbauten gleich am Anfange des Studiums für geboten, um den Studierenden wenigstens mit den grundlegenden Konstruktionen seines Faches, ohne irgendwie in Einzelheiten sich zu verlieren, bekannt zu machen und ihn so zu befähigen, schon in den ersten Semestern den Ingenieurbauten, an denen er vorübergeht, Verständnis entgegenzubringen, also technisch sehen zu lernen. Weiter sind es der Städtebau, Materialprüfung und -beurteilung, Arbeiten in Festigkeitsinstituten, Wasserbaulaboratorien usw., Gebiete, die heut zwar vereinzelt von dieser oder jener Hochschule schon in den Studiengang aufgenommen sind, die aber eine allgemeine organische Einführung in die Lehrpläne in Zukunft verlangen dürften. Wo aber soll der Platz herkommen für alle diese Disziplinen bei der schon so starken Belastung unserer Studierenden? Diese Frage will mir die wichtigste von allen erscheinen und gerade auf sie möchte ich das Augenmerk des Verbandes und der ihm zugehörenden Kollegen der Praxis lenken; denn was nützen die hervorragendsten Bestrebungen zur Hebung des Faches und des Standes, wenn an der Stelle — an der der Grund gelegt wird — nicht die Möglichkeit gegeben ist, den Studierenden eine zeitgemäße Vorbereitung zu gewähren, wenn hier noch Verhältnisse bestehen, die eine solche als kaum durchführbar erscheinen lassen? An den Studien-

plänen der Hochschulen, namentlich auch an den Prüfungsordnungen muß der Hebel angesetzt werden, soll ein neues kräftiges Leben sich entfalten. An unseren Hochschulen wird m. E. n. zu viel Zeit auf die Vorbereitungsfächer mathematischer und naturwissenschaftlicher Art verwendet. Einerseits wird — mit Ausnahme Stuttgarts — bei den Studierenden von Realgymnasien und Oberrealschulen, die doch das normale Studierendenmaterial der Hochschule darstellen, keine Rücksicht auf die Vorbildung der Mittelschule genommen, andererseits allen im Studium ein Allzuviel geboten, unter dem die Vertiefung leidet und die Ausbildung verflacht. Wenn wir als leitenden Grundsatz das „Notwendigkeitsprinzip“ aufstellen und nur alle die vorbereitenden Wissenschaften insoweit — aber gründlich — gelehrt sehen wollen, als sie zu einem weiteren Verständnis unserer eigenen technischen Vorträge notwendig sind, werden wir das wissenschaftliche Leben an unseren Hochschulen heben. Die Art und Weise, wie heute in einer ganzen Anzahl von Vorstudiums-Fächern Formeln und Gleichungen auswendig gelernt und mechanisch angewandt werden, ohne die Materie zu erfassen und zu verstehen, ist ein schwerer Schaden für die wissenschaftliche Erziehung der Ingenieure. Unser ganzes vorbereitendes Studium ist nur für gutbegabte Studierende zugeschnitten, nicht für den Durchschnittsmenschen, der nur allzubald einsieht, daß er allem dem, was von ihm gefordert wird, nicht gewachsen ist. Das Ergebnis ist seine Flucht aus der Vorlesung, später ein oberflächliches Annehmen der Wissenschaftsergebnisse und in den meisten Fällen die Erlangung einer gerade noch ausreichenden oder mittelmäßigen Note in der Vorprüfung; bald darauf aber ist vieles entschwunden. Wo bleibt da die wissenschaftliche Vertiefung, um derenwillen soviel Stunden aufgewendet wurden? Weniger, erheblich weniger — nur das für uns notwendige — das ist die Lösung — dies aber intensiv und durch seminaristische Übungen befestigt und wirklich zum wissenschaftlichen Eigentum gemacht! Über den Umfang dessen, was zu bringen ist, hätte aber nur der Ingenieur als Fachmann zu entscheiden. Die Fachabteilung hat die Verantwortung für die wissenschaftliche Ausbildung ihrer Studierenden und sie wird sich dieser Verantwortung stets bewußt sein. Leider ist sie aber heute noch nicht in der Lage, ihren Einfluß in diesem Sinne voll zur Geltung zu bringen; noch finden ihre Bestrebungen bei den fast ausnahmslos auf Universitäten vorgebildeten Mitgliedern der allgemeinen Abteilungen, die der Überzeugung sind, daß die Wissenschaft um ihrer selbst willen auch an den technischen Hochschulen getrieben werden müsse, vielfach kein ausreichendes Verständnis.

Blickt man in vergangene Jahrzehnte unserer

Hochschulentwicklung und vergegenwärtigt man sich das derzeitige Studierendenmaterial, so wird man die damaligen Aufgaben der allgemeinen Abteilungen voll auf zu würdigen wissen. Damals waren die Eleven der Polytechniken usw. noch nicht — oder nur zu einem geringen Teile — matur, damals war es noch notwendig zur Ergänzung des genossenen Schulunterrichtes, ihnen allgemeine Wissenschaften, namentlich naturwissenschaftlicher Art vorzutragen; heut hat der normale Studierende seine Reifeprüfung bestanden und kommt — vielfach auch schon der Gymnasiast — mit einer Summe von naturwissenschaftlichen Kenntnissen zur Hochschule, die ihn durchaus befähigen, technischen Vorlesungen zu folgen — und hierauf kommt es, meines Erachtens nach, doch in erster Linie an. Mögen die allgemeinen Abteilungen unserer Hochschulen in Zukunft neben der Gewährung des als notwendig erachteten vorbereitenden Unterrichtes und der Untersuchung in Volkswirtschaftslehre und Rechtskunde ihre besondere Aufgabe darin erblicken, den Studierenden die ideellen Güter des Lebens zu erschließen und ihn für diese zu begeistern, daneben aber die Fachabteilungen ihre eigene Entwicklung von Anfang des Studiums an gehen lassen. Diese sollten sich immer mehr und mehr im Sinne unabhängiger Fakultäten ausbauen. Schon heut geht die Differenzierung des Lehrstoffes in den einzelnen Abteilungen soweit, daß ein gemeinsamer Unterbau nicht mehr zweckentsprechend erscheint; die Bedürfnisse in der Mathematik, in Mechanik usw. in den einzelnen Abteilungen sind heute bereits so grundverschiedene, — die Bauingenieure bauen sich fast ausschließlich auf der graphischen Statik auf, die Maschineningenieure haben besondere Anforderungen in Mathematik im Hinblick auf die Elektrotechnik, — Getriebelehre, Dynamik, Wärmetheorie sind Gebiete, die sie ausschließlich angehen usw. usw. — daß es angezeigt erscheint, den Unterricht in den vorbereitenden Wissenschaften nach Abteilungen zu trennen — oder wenigstens ihn für nur einige dieser gemeinsam stattfinden zu lassen; hierbei dürften sich im allgemeinen die Bauingenieure mehr an die Hochbauabteilungen anschließen.

Ich verkenne nicht, daß eine Entwicklung, wie die oben angedeutete, nicht ohne erhebliche Umwälzungen an der Mehrheit unserer Hochschulen vor sich gehen kann; auch wird sie nicht von heute zu morgen eintreten. Hier wird es sich in erster Linie darum handeln, bei Neuberufungen und Veränderungen im Lehrkörper auf eine neuzeitliche Umgestaltung der Lehrpläne hinzuwirken. Möge den Fachabteilungen der Hochschulen hierbei die Unterstützung des Verbandes der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine und aller der Kollegen aus der Praxis zuteil werden, die sich ein warmes Herz für die Weiterentwicklung des Faches bewahrt haben.

Als das zweckmäßigste würde ich es erachten, wenn aus Vertretern des Verbandes, hervorragenden Männern der Praxis, namentlich solchen, die in ihrer dienstlichen Stellung mit jungen Kollegen zusammenkommen und deren Ausbildung zu beurteilen vermögen — schließlich aus Mitgliedern der Fachabteilungen unserer Hochschulen Kommissionen — je eine für Bauingenieure und Architekten*) — geschaffen würden, welche die Aufgabe hätten, leitende Grundsätze für das Studium dieser unter Berücksichtigung aller Bestrebungen der Neuzeit aufzustellen. Hiermit würde nicht nur erreicht werden können, daß alle Schwesteranstalten mehr als wie bisher nach einheitlichen Grundsätzen im Sinne einer Freizügigkeit der Studierenden ihre Studien betreiben könnten, es würde auch eine innigere Verbindung zwischen den Hochschulen und der Praxis angebahnt — namentlich wenn ein Ausschuß, wie der gedachte, als beratende Instanz für alle wichtigen Entwicklungsfragen der Hochschulen dauernd bestehen bleibt. Für die Fachabteilungen der Hochschulen aber würde ein solcher Ausschuß eine wertvolle Stütze bilden, die ihren von Hingebung für das Fach getragenen Bestrebungen den erforderlichen Rückhalt der Praxis zu geben vermag. — Möge die Zeit nicht mehr fern sein, wo ein solcher Ausschuß zu fruchtbringender Arbeit zusammentritt!**)

*) Hierbei kämen meines Erachtens die Maschinenbauabteilungen nicht unmittelbar in Frage, da sie vor allem mit dem Verein Deutscher Ingenieure in Verbindung stehen, der, wie bekannt, den Fragen des Unterrichtes der Maschinenbau-Studierenden an den technischen Hochschulen schon mehrfach nahegetreten ist.

**) Nachdem diese Zeilen in Druck gegeben waren, erschien eine Denkschrift des oben genannten Verbandes über „die Stellung der Architekten und Ingenieure“ in den öffentlichen und privaten Verwaltungen. Aus ihr seien im Hinblick auf die obigen Ausführungen die folgenden Stellen mitgeteilt:

Leitsatz II. Für die Architekten und Ingenieure sind die Unterrichtspläne der technischen Hochschule so einzurichten, daß alle Studierenden die Möglichkeit einer harmonischen, weitere Gebiete des öffentlichen Lebens einschließenden Ausbildung gewinnen, die sie befähigt, über die Grenzen der eigentlich technischen Tätigkeit hinaus, immer aber auf deren Grundlage sich tätig, regend und leitend an der Pflege und Hebung unseres nationalen Kulturzustandes zu beteiligen. In den Erläuterungen zu diesem Leitsatz heißt es: Im Mittelpunkt (der in Zukunft inniger zu betreibenden Disziplinen) steht die Volkswirtschaftslehre. Sie bedarf an den Technischen Hochschulen einer besonderen, stets auf die technischen Leistungen bezugnehmenden Behandlung. Neben ihr müssen Unterrichtsfächer stehen, die sich nach der Seite der Rechtskunde, des Verwaltungsrechtes, der Sozialwissenschaften erstrecken. Damit aber alle Studierenden eine ausreichende Grundlage in diesen Fächern erhalten, ist es nötig, daß dieselben in ihrer Gesamtheit bei der ersten Hauptprüfung als Hauptfach aufgenommen werden.

Eine Verlängerung der Studienzeit an den Technischen Hochschulen bis zur ersten Hauptprüfung über

BETRACHTUNGEN ZUM SUBMISSIONSWESSEN.

Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin).

Wer die Ergebnisse öffentlicher Submissionen verfolgt, der wird manchmal die Hände über dem Kopf zusammenschlagen und sich fragen: „Wie ist das möglich, daß für dieselbe Lieferung oder Arbeit derartige Differenzen in den Preisen vorkommen?“ — Ja, wie ist das möglich? Lassen sich diese Preisunterschiede, die nicht selten 100 % zuweilen aber auch das Doppelte betragen, in einer wenigstens einigermaßen befriedigenden Weise erklären, oder liegt nicht vielmehr in der Art und Weise, wie heute das Submissionswesen von den Behörden gehandhabt wird, eine schwere Gefährdung des wirtschaftlichen Lebens?

Sehen wir uns die Gründe einmal näher an, weshalb überhaupt dieselbe Leistung von verschiedenen Bietern verschieden hoch offeriert wird. Da sind zunächst in den meisten Fällen gewisse Unklarheiten in der Ausschreibung, die den einzelnen Submittenten gestatten, mit ihrem Angebot innerhalb gewisser Grenzen zu variieren. Immerhin werden die hieraus resultierenden Preisunterschiede nicht allzu erheblich sein.

Von größerem Einfluß in dieser Hinsicht, ja vielleicht überhaupt vom größten, ist dagegen die Verschiedenheit des Projekts an sich, sei es, daß es sich — beispielsweise bei Eisenbetonarbeiten — um bestimmte Systeme handelt, sei es, daß lediglich die Rechnungsart, je nachdem der Submittent über mehr oder weniger in statischer Beziehung erfahrene Kräfte verfügt, eine mehr oder weniger vollkommene ist. So erheblich nun die hieraus sich ergebenden Preisunterschiede bei manchen Objekten auch sein werden, so wenig werden sie wieder bei vielen anderen — ich denke besonders an Submissionen, bei denen es sich um reine Lieferungen handelt — ins Gewicht fallen. Auch darf hierbei nicht vergessen werden, daß wenigstens bei sorgfältig durchgearbeiteten Ausschreibungen hinsichtlich der statischen Berechnung gewisse Richtlinien gegeben sein werden, die von den Bietern jedenfalls nicht überschritten werden dürfen.

4 Jahre hinaus ist abzuweisen. Die für die Aufnahme der vorgenannten Lehrgegenstände erforderliche Zeit kann dadurch gewonnen werden, daß man in den einzelnen Abteilungen eine entsprechende Beschränkung in den vorbereitenden wissenschaftlichen Fächern und in Nebenfächern eintreten und hier und da Nebenfächer ganz fortlassen läßt. . . .

Trotz der neuerdings mehr in Aufnahme gekommenen Berufung von erfahrenen Praktikern als Lehrer wäre ein ständiger Beirat aus Männern erwünscht, die im vollen technischen Berufsleben stehen, dessen Bedürfnisse in wichtigen Organisationsfragen zur Geltung zu bringen hätten und im unmittelbaren Verkehr mit dem Lehrkörper günstiger wirken würden, als durch gelegentliche Abgabe von Gutachten an die Schuloberleitung.

Eine weitere Ursache für die Verschiedenheit der Angebotssumme liegt sicherlich in der verschiedenen Höhe der Selbstkosten bei den einzelnen Projekten, auch für den Fall, daß sich diese an sich sonst untereinander nur wenig unterscheiden. Da sind zunächst örtliche Verhältnisse, die hierbei eine Rolle spielen. Hierher gehört beispielsweise die Lage der Baustelle in bezug auf den Wohnsitz des Submittenten bzw. den Fabrikationsort zur Verwendung kommander Produkte. Frachten und Fuhrlöhne sprechen hierbei mit hinsichtlich Anlieferung der Rohstoffe, wie Steine, Kies, Zement, Eisen usw. Aber auch die Preise dieser Materialien selbst sind von großer Bedeutung, und hier ist der große Unternehmer, der seine festen Abschlüsse auf größere Quanten tätigt, in der Regel besser daran als der kleine, der seine Bestellungen von heute auf morgen macht. Andererseits befindet sich dieser wieder dadurch im Vorteil, daß seine allgemeinen Geschäftskosten meist erheblich geringer sind als die der großen Unternehmungen, insbesondere der Aktiengesellschaften.

Weiter spielt natürlich der Zuschlag für Verdienst eine nicht unbedeutende Rolle bei Festlegung des zu offerierenden Preises. Während der eine Unternehmer auf ein Geschäft, an dem er nicht einen Reingewinn von 20 % erreichen kann, lieber verzichtet, begnügt sich ein anderer mit einem Verdienst von 10 %, ja vielleicht von 5 %. Sind die Zeiten schlecht, so werden auch häufig Preise abgegeben, die lediglich die Selbstkosten decken, nur um die Mühle nicht ganz stille stehen zu lassen. Und mir sind auch Fälle bekannt, wo Leute sich sagten: „Arbeit um jeden Preis“ und Offerten abgaben, die unter den Selbstkosten lagen, sei es, daß sie aus irgendwelchen besonderen Gründen — etwa wegen der Reklame, die sie mit einem Objekt machen wollten — auf eine Arbeit unbedingt reflektierten, sei es, daß es ihnen nur darauf ankam, Geld in die Hände zu bekommen, um frühere Verbindlichkeiten erfüllen zu können. Hier sind wir m. E. bei einem Punkte angelangt, bei dem die schweren Schäden, die das heutige Submissionswesen dem wirtschaftlichen Leben zufügt, klar zutage treten. Zwar behalten sich die Behörden bei öffentlichen Submissionen in der Regel das Recht vor, die Arbeiten unabhängig von der Höhe des Angebots zu vergeben. In praxi kommt es jedoch nur recht selten vor, daß der Auftrag nicht an den Mindestbietenden fällt; auch wenn klar zutage liegt, daß die Arbeiten zu dessen Preisen nicht ausgeführt werden können, ja auch wenn erhebliche Bedenken gegen die pekuniäre und tech-

nische Leistungsfähigkeit der Firma vorliegen. Es heißt eben auch hier stets: non olet! Es hilft nichts, mit der Phrase vom freien Wettbewerb zu kommen, es hat auch keinen Sinn, zu behaupten, daß jedermann das Recht habe, mit seinem Gelde zu machen, was ihm paßt, und, wenn es ihm Spaß macht, sich wirtschaftlich zu ruinieren. Man darf nicht vergessen, daß jeder wirtschaftliche Zusammenbruch doch mehr oder weniger weite Kreise zieht, daß nicht allein der Cridar persönlich, sondern auch seine Familie, seine Angestellten, seine Lieferanten usw. davon betroffen werden. Aber selbst, wenn die betreffende Firma pekuniär so dasteht, daß sie sich den Luxus leisten kann, Geschäfte zu machen, bei denen sie notorisch Geld zusetzt, ohne deshalb gleich in Konkurs zu geraten, so erscheinen mir doch derartige Unternehmungen vom Standpunkte der Allgemeinheit aus kaum weniger verwerflich. In dem alten Worte: „Jeder Arbeiter ist seines Lohnes wert“ steckt doch eine große Wahrheit, die nicht außer acht gelassen werden sollte. Auf der Zirkulation des Geldes beruht doch unser ganzes wirtschaftliches Leben, und wer diese Zirkulation dadurch hemmt, daß er seine Arbeit unter Preis anbietet, der schädigt ebenso wie sich selbst auch die Allgemeinheit. Wenn es nun schon im privatgeschäftlichen Leben nicht schön — wenn auch vielleicht unvermeidbar — ist, daß Aufträge erteilt werden, bei denen der Besteller weiß, daß der Unternehmer nicht auf seine Kosten kommen kann, müßten nicht wenigstens die Behörden auf dem Standpunkte stehen, derartige Geschäfte grundsätzlich nicht zu machen?! Ich komme auf diesen Punkt später noch ausführlicher zurück.

Schließlich bedarf es wohl kaum der Erwähnung, daß häufig Leute, die sich an den Submissionen beteiligen, auch direkt unfähig sind, die Arbeiten, die sie offerieren, richtig zu kalkulieren. Hier stoßen wir auf einen zweiten Mißstand, der mit unserem Submissionswesen verbunden ist. Es ist menschlich begreiflich, daß solche Leute, wenn sie den Auftrag zu den billigen angebotenen Preisen erhalten haben und während der Ausführung sehen, sie kommen damit nicht zurecht, versuchen, auf die eine oder andere Weise etwas „herauszuholen“. Die Folge davon wird sein, daß die Qualität der Arbeiten hierunter leidet, sei es, indem minderwertiges Material zur Verwendung kommt, schlechtes Personal beschäftigt wird oder gar die Konstruktionen auf Kosten der Sicherheit geändert werden. Gewiß, alles Dinge, die ein aufmerksamer und sachkundiger Bauleiter bis zu einem gewissen Grade verhindern kann, aber die Unvollkommenheit der menschlichen Natur erstreckt sich zuweilen auch auf einen Bauleiter.

Endlich möchte ich noch darauf hinweisen, daß es — abgesehen von Rechenfehlern, die sich häufig genug bei der Ausrechnung in die Ange-

bote hineinschleichen — Firmen gibt, die derartige Fehler prinzipiell in jede Submissionsofferte hineinbringen, um der Konkurrenz nicht ihre Preise zu decouvrieren. Wird hierdurch auch der eigentliche Kernpunkt unserer Untersuchung über die Preisdifferenzen bei öffentlichen Submissionen dem Wesen nach nicht berührt, so mußte ich dieses Umstandes doch insofern Erwähnung tun, als ich mich naturgemäß nur mit den bekannt werdenden Submissionsergebnissen beschäftigen kann, die eben jene fehlerhaften Preise enthalten.

Haben wir uns im vorstehenden in Kürze die Gründe vor Augen geführt, aus denen sich die Verschiedenheit der abgegebenen Preise überhaupt herschreibt, so wollen wir nun einmal untersuchen, in welchen Grenzen sich diese Preisunterschiede bewegen. Ich habe in der folgenden Tabelle eine ganze Anzahl Submissionsergebnisse, die ich dem Deutschen Submissionsanzeiger entnommen habe, nach Materien geordnet, zusammengestellt. Die acht Gruppen umfassen: massive Decken, Eisenbetonarbeiten, Erdarbeiten und Betonfundamente, Beton- und Maurerarbeiten, Ufermauern, Kanalisationsarbeiten, Zementröhren, Träger und Eisenkonstruktionen. In einem Anhang finden sich dann noch die Resultate von einigen beschränkten Submissionen, die sich ebenfalls auf Eisenbetonarbeiten bezogen, zusammengestellt.

Die Tabelle enthält außer der Anzahl der jeweilig abgegebenen Angebote das höchste und niedrigste Angebot, ferner den Mittelwert, sowohl von sämtlichen Offerten, als auch nur vom höchsten und niedrigsten Angebot. Des weiteren sind die Quotienten aus dem höchsten und niedrigsten (Kolonne 7), aus dem höchsten und mittleren (Kolonne 8) und aus dem mittleren und niedrigsten Angebot (Kolonne 9) ermittelt worden. Kolonne 10 endlich stellt den Quotienten aus den beiden Mittelwerten (Kolonne 4 und 6) dar. Diese Quotienten der Kolonnen 7—10 weisen eine verblüffende Regelmäßigkeit auf. Die Kolonne 7 zeigt uns, daß das höchste Angebot in der Regel doppelt so groß ist wie das niedrigste. Die äußersten Werte finden sich bei Nr. 27, wo die höchste Offerte $3\frac{1}{3}$ mal so groß war wie die niedrigste, und bei Nr. 19, wo die Differenz zwischen beiden nur etwa 10% betrug. Allerdings glaube ich, daß bei diesem letzten Objekt, bei dem die sechs Submittenten alles Unternehmer aus derselben Stadt waren, die Preise nicht ganz unabhängig voneinander aufgestellt worden sind. Das Mittel aus sämtlichen Werten der Kolonne 7 ergibt sich zu 1,96, also etwa rund zu 2, so daß also die Differenz zwischen den beiden äußersten Angeboten im Durchschnitt 100% beträgt. Der Mittelwert aus Kolonne 8 findet sich zu 1,35, d. h. das höchste Angebot übertrifft das mittlere um etwa 35%. Etwas größer ist der Abstand zwischen dem mittleren und dem nie-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Lfd. Nr.	Anzahl der Angebote	Höchstes Angebot	Mittelwert aus sämtlichen Angeboten	Niedrigstes Angebot	Mittelwert aus dem höchsten und dem niedrigsten Angebot	Quotient der Werte aus Kolonne 3 und 5	Quotient der Werte aus Kolonne 3 und 4	Quotient der Werte aus Kolonne 4 und 5	Quotient der Werte aus Kolonne 4 und 6	Differenz der Werte aus Kolonne 4 und 5
Gruppe I: Massive Decken:										
1	17	48 566	34 650	22 505	35 536	2,16	1,40	1,54	0,98	12 145
2	15	31 697	19 073	13 867	22 782	2,28	1,66	1,38	0,84	5 206
3	16	29 633	21 772	13 981	21 807	2,12	1,36	1,56	1,00	7 791
4	7	5 752	4 617	3 848	4 800	1,50	1,25	1,20	0,96	769
5	18	35 659	24 694	15 358	25 509	2,33	1,44	1,61	0,97	9 336
6	42	51 505	35 053	19 040	35 273	2,70	1,47	1,84	0,99	16 013
7	31	71 692	47 773	35 557	53 625	2,01	1,50	1,34	0,89	12 216
Gruppe II: Eisenbetonarbeiten.										
8	9	18 542	13 305	10 723	14 633	1,73	1,40	1,24	0,91	2 582
9	14	15 600	10 638	6 940	11 270	2,25	1,46	1,53	0,94	3 698
10	9	106 194	97 881	78 598	92 396	1,35	1,08	1,25	1,06	19 283
11	16	244 115	201 610	156 047	200 081	1,56	1,21	1,29	1,01	45 563
12	13	720 759	526 476	403 593	562 176	1,79	1,37	1,31	0,94	122 883
Gruppe III: Erdarbeiten und Betonfundamente.										
13	10	24 983	15 300	10 679	17 831	2,34	1,64	1,43	0,86	4 621
14	8	330 000	240 082	205 405	267 703	1,60	1,38	1,17	0,90	34 677
15	14	3 865	3 020	1 376	2 621	2,81	1,28	2,20	1,15	1 644
16	13	296 380	196 502	144 335	220 358	2,05	1,51	1,36	0,89	52 167
Gruppe IV: Beton- und Maurerarbeiten.										
17	17	280 404	228 648	195 911	238 158	1,43	1,23	1,16	0,96	32 737
18	34	47 907	28 254	15 503	31 705	3,09	1,69	1,82	0,89	12 751
19	6	238 900	228 317	218 000	228 450	1,10	1,05	1,05	1,00	10 317
Gruppe V: Ufermauern:										
20	28	205 676	172 964	142 734	174 205	1,44	1,19	1,21	0,99	30 230
Gruppe VI: Kanalisationsarbeiten.										
21	9	94 937	68 846	36 629	65 783	2,59	1,38	1,88	1,05	32 217
22	8	113 329	77 941	41 897	77 613	2,70	1,45	1,86	1,01	36 044
23	12	310 710	213 652	175 654	240 182	1,77	1,46	1,22	0,89	37 998
Gruppe VII: Zementröhren.										
24	7	19 697	16 642	14 013	16 855	1,41	1,19	1,19	0,99	2 629
25	9	7 900	7 129	6 389	7 145	1,24	1,11	1,12	1,00	740
26	9	9 244	8 206	7 127	8 186	1,30	1,12	1,15	1,00	1 079
Gruppe VIII: Träger und Eisenkonstruktionen.										
27	15	44 499	30 325	13 359	28 929	3,34	1,47	2,27	1,05	16 966
28	17	21 288	19 034	16 753	19 021	1,27	1,12	1,14	1,00	2 281
29	40	198 144	155 032	130 092	164 118	1,52	1,28	1,19	0,94	24 940
Anhang: Beschränkte Submissionen auf Eisenbetonarbeiten.										
30	10	36 116	27 624	21 917	29 017	1,66	1,31	1,27	0,95	5 707
31	5	162 120	151 019	145 565	153 843	1,11	1,07	1,04	0,98	5 454
32	8	94 001	76 183	55 475	74 738	1,70	1,23	1,38	1,02	20 708
33	8	21 516	16 082	14 227	17 872	1,51	1,34	1,12	0,90	1 855
34	10	95 749	76 958	64 412	80 081	1,49	1,24	1,19	0,96	12 546

drigsten Angebot, den uns die Werte der Kolonne 9 veranschaulichen. Hier ergibt sich im Durchschnitt 1,43, d. h. das mittlere Angebot ist etwa das Anderthalbfache vom niedrigsten. Kolonne 10 endlich zeigt, wie sich der Mittelwert aus sämtlichen Angeboten zu dem nur aus dem höchsten und niedrigsten Angebot ermittelten Mittelwert verhält. Der Durchschnittswert dieser Kolonne ergibt sich zu 0,97, d. h. also in der Regel ist der Mittelwert aus sämtlichen Angeboten kleiner als das Mittel aus dem höchsten und niedrigsten Angebot, oder mit anderen Worten, es lagen verhältnismäßig mehr hohe als niedrige Angebote vor.

Man geht nun wohl nicht allzu sehr fehl, wenn man annimmt, daß das Mittel aus sämtlichen abgegebenen Preisen den Wert gibt, der eine angemessene Bezahlung der Arbeiten darstellt. Wenn dem so ist und wenn andererseits die Arbeiten tatsächlich den Mindestfordernden übertragen werden — was wohl in den allermeisten Fällen zutreffen wird —, so bedeutet die Differenz zwischen den beiden Preisen den Betrag, um den unter Preis gearbeitet wird, den Betrag, der der natürlichen Zirkulation des Geldes entzogen wird. In Kolonne 11 sind diese Beträge, die Differenzen aus den Kolonnen 4 und 5, zusammengestellt worden. Die Summe sämtlicher Werte aus Kolonne 11 ergibt sich zu 591 523 M, während die Summe der mittleren Angebote (Kolonne 4) 2747436 M beträgt. Mit anderen Worten: bei 29 öffentlichen Submissionen, deren Objekte bei angemessenen Preisen zu insgesamt etwa $2\frac{3}{4}$ Mill. M hätten vergeben werden müssen, betrug der Ausfall infolge Unterbietung etwa 600 000 M, d. h. etwa 22%! Dies ist ein Prozentsatz, der bei normalen Verhältnissen an den in Frage stehenden Objekten nicht verdient werden kann, d. h. also bei öffentlichen Submissionen wird — natürlich gibt es auch Ausnahmen hiervon — in der Regel nicht allein ohne Verdienst gearbeitet, sondern noch geradezu Geld zugegeben.

Daß diese Zustände nichts weniger als gesund sind, bedarf wohl kaum der Erwähnung. Ganz abgesehen von der moralischen Seite der Ge-

schichte, auf die ich bereits oben kurz hinwies, ergeben sich als Folgeerscheinungen eine ganze Reihe von Mißständen, die ebenfalls früher schon im einzelnen erwähnt wurden. Die Frage, wie das Submissionswesen umzugestalten sei, damit diese Übelstände beseitigt werden, ist eine sehr schwierige, und es würde weit über den Rahmen dieser anspruchslosen Betrachtung hinausgehen, wollte ich versuchen, sie auch nur einigermaßen zu lösen. Ein Stück vorwärts käme man jedenfalls, wenn man die öffentlichen Submissionen nach Möglichkeit einschränken und an ihre Stelle die beschränkte Verdingung bzw., soweit angängig, die freihändige Vergabe der Arbeiten treten lassen würde. Dem beschränkten Submissionsverfahren haften ja gewiß auch manche Nachteile an, auf die ich hier im einzelnen nicht eingehen will, doch haben sie jedenfalls das Gute an sich, daß derartige Preisdifferenzen, wie wir sie oben gefunden haben, im allgemeinen nicht auftreten. Dies zeigen schon die wenigen im Anhang meiner Aufstellung mitgeteilten Resultate beschränkter Submissionen. Auch haben die Behörden es hier in der Hand, aufzufordern, wen sie wollen, und von vornherein minderwertige Firmen, die weder einen guten Ruf, noch sonst etwas zu verlieren haben und die gerade deshalb in der Regel so sehr unter Preis anbieten, von der Preisabgabe auszuschließen.

Man könnte auch daran denken, daß eine Bestimmung getroffen würde, wonach die Arbeiten zu einem Preise vergeben werden müssen, der nur um einen ganz bestimmten Prozentsatz niedriger ist als der Mittelwert der eingehenden Angebote, so daß wenigstens ein bescheidener Verdienst dem Unternehmer gesichert erscheint. Immerhin bin ich mir bewußt, daß auch gegen ein derartiges Verfahren sich erhebliche Gegenstände ins Feld führen lassen. Doch es soll ja nicht der Zweck dieser Zeilen sein, neue Wege für das Submissionsverfahren zu finden. Meine Absicht bestand vielmehr lediglich darin, darzutun, welche große Übelstände dem öffentlichen Verdingungswesen in seiner heutigen Gestalt anhaften; mögen Berufenere daran gehen, hier für Abhilfe zu sorgen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Das Colloseusverfahren. Von Dr. H. Passow. Berichtigungen zu den früheren Auseinandersetzungen über dieses Thema, (s. L. Jan. 09. I, 1.

S. 22.) Dr. Passow schlägt eine Prüfung des nach dem Colloseusverfahren hergestellten Zementes durch einen Unparteiischen vor, um die von ihm behauptete Wertlosigkeit dieses Zementes zu beweisen. Tonindustrie-Ztg. 1909. Nr. 7.

Dr. Klamt macht auf einen Mangel in der

La nomenclature des produits hydrauliques von U. Le Chatelier. Von D. Lagelouze. Le Chatelier hatte vorgeschlagen (Revue des mat. 1907 Dez.) die Bindemittel nach ihrer Zugfestigkeit nach 7 Tagen zu klassifizieren und zu bezeichnen (z. B. Zement von 3 kg/cm²) und danach auch den Preis abzustufen. Der sehr beachtenswerte Vorschlag wird von Lagelouze be-

sprochen und angenommen. Unbedingt muß aber in der Bezeichnung des Zementes stets auch eine Angabe über seine Abbindezeit enthalten sein. Revue des matériaux de construction et de trav. publ. 1909 Jan.

Mikroskopische Untersuchungen an Puzzolanmörteln. Angaben über den Zusammenhang zwischen dem mikroskopischen Bilde und der Güte des Mörtels. Dr. G. Galle. Mit Abbildungen. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 10, 13, 16.

Chemische Untersuchungen über die Veränderungen des Betons. Ausgeführt an 13 Jahren alten Brücken der österr. Südbahn. Prof. Klaudy. Arm. Bet. 1908. Nr. 9. s. L. Jan. 1909. I, 2. S. 25.

Einwirkung des elektrischen Stromes auf Bauwerke in Eisenbeton. Angaben aus Versuchen über den Grad und die Art der Zerstörung. Le génie civil 1909. 2. Jan.

Eine Faustprobe für Zementwarenfabrikanten. Ein „alter Praktikus“ rät allen Zementverbrauchern dringend eigene Zementprüfung und empfiehlt dazu die Rittersche Methode, die er beschreibt. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 4 und 16.

3. Wirtschaftliches.

Die unverantwortlichen anonymen Tadler. Unter diesem, wenig fachlich klingenden Titel werden einige Angriffe gegen die Eisenbetonbauweise in Tageszeitungen mitgeteilt und widerlegt. (2. Beilage zu Nr. 821 der Hamburger Nachrichten vom 21. Nov. 1908: Kontorhäuser in Eisenbeton.) Beton-Ztg. 1908. Nr. 33 und 1909 Nr. 1.

Necessity for Fireproof in small Buildings. Hinweis auf die vielen Vorteile, die Eisenbeton für gewöhnliche Wohnhäuser bietet. Besonders zahlreiche Schadenfeuer weisen darauf hin, die bisher herrschenden Holzdachstühle durch bessere Bauteile zu ersetzen. The Eng. Rec. Okt. 1908. S. 478. Cement Age Jan. 1909. S. 44.

Meeting of American Portland Cement Manufacturers. Ausführlicher Bericht über die Sitzung der Zementfabrikanten. Der Ausschuß hat im vergangenen Jahr 20 000 Ratschläge über „Einkauf, Lagern, Mischen usw. von Zement“ erteilt und 150 000 „Betonnachrichten“ verbreitet. Eine Auflage von 10 000 Stück des Heftes über „Betonhäuser“ ist nahezu vergriffen. Bericht über Vorträge und wirtschaftliche Fragen der Industrie. Cement Age 1909 Jan. S. 8.

The Association of German Portland Cement Manufacturers. Bericht der Hr. Lesley und Dr. Lazell über Ziele, Erfolge und neue Prüfungsvorschläge des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten. Cement Age Jan. 1909. S. 20 nach dem Aufsatz von Dr. Dyckerhoff in Deutscher Bauztg.-Mitteilungen 1908. Nr. 17 u. 19.

Annual Convention of the National Association of Cement Users. Ausführlicher Bericht über die Sitzung der Zementverbraucher nebst Auszügen aus den Vorträgen über Architektur, Kosten, Feuersicherheit usw. von Betonbauten. Eng. News 1909 Jan. S. 79.

A View print of the American Portland Cement Industry. Betrachtungen über Steigerung des Absatzes, etwa noch mögliche Verringerung der Herstellungskosten und Preisregelung für Zement. Vergleich der Zementindustrie mit der Schienenerzeugung der letzten 40 Jahre. Darnach wird vorausgesagt, daß dem bisher stetig wachsenden Verbrauch von Zement bald Stillstand und Rückschläge folgen werden, die den kleineren Betrieben verderblich werden dürften. The Eng. Rec. 1909. S. 35.

Cost of Concrete Construction. Von L. Wason. Systematische Ermittlung von Selbstkosten bei zahlreichen Bauausführungen, getrennt nach Bauteilen, sowie weiter nach Löhnen und Materialpreisen. Gute Übersicht in Tabellen. Eng. News 1909 Jan. S. 43. The Eng. Record 1909 Jan. S. 78.

Per una associazione fra i produttori di cemento italiani. Dr. G. Randone schlägt vor, einen Verband der italienischen Zementfabrikanten zu bilden nach dem Vorbild und mit den Zielen des deutschen Vereins der Portlandzementfabrikanten. Ausführliche Begründung des Vorschlags. Il cemento 1909. Nr. 1.

Association des applicateurs de ciment américains. Die amerikanische National Association of Cement Users hat für den Kongreß 1909 in Cleveland (Ohio) ein umfangreiches Arbeitsprogramm aufgestellt, das besprochen wird. Le ciment 1909. Nr. 1.

La nomenclature des produits hydrauliques. In dem Aufsatz zu diesem Thema werden nebenbei sehr interessante Angaben darüber gemacht, warum das französische Kapital in so geringem Maße der französischen Industrie (besonders der Zement- und Kalkindustrie) zur Verfügung steht. Rev. des mat. de constr. et de trav. publ. 1909 Jan.

Le marché du ciment aux Etats-Unis. — Le ciment au Mexique. Nach Tonind.-Ztg. 1908. Nr. 32 und Cement and Engineering News, 1908 Sept. Revue des mat. de constr. et de trav. publ. 1909, Jan. s. L. Jan. 1909. I, 3.

Die Zement verarbeitenden Industrien im Jahre 1908. Schlechter Geschäftsgang, Entwicklung zum Großbetrieb. Beton-Ztg. 1909. Nr. 3.

Welche Erfahrungen haben die Leiter der deutschen Zieglerverkaufs-Vereinigungen bei ihrer Tätigkeit gemacht? Sehr interessante, ausführliche Mitteilungen zu dieser wirtschaftlich hochwichtigen Frage. Tonind.-Ztg. 1909. Nr. 11.

Zur Reorganisation des Vorprüfungsverfahrens im deutschen Patentamt. Enthält persönliche Bemerkungen über das Verfahren zur Prüfung der Patentanmeldungen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 5.

Zur Geschäftslage der Gipsindustrie im Jahre 1908. Besprechung und Begründung des schlechten Geschäftsganges. Tonind.-Ztg. 1908. Nr. 4.

II. Theorie.

Il calcolo delle travi inflesse in cemento armato secondo le norme ministeriali italiane. Von Ing. Giulio Revere. Berechnung des Eisenbetonbalkens auf Biegung nach den italienischen amtlichen Vorschriften. Ausgehend von den üblichen und bekannten Voraussetzungen und unter Annahme von $n=10$ gelangen die Vorschriften zu den gewöhnlichen Formeln. Für die Berechnung der Plattenhöhe und der Eiseneinlage aus gegebenem Moment und zulässigen Spannungen seien die Beiwerte mitgeteilt, die sich für $n=10$ ergeben.

σ_e	σ_b	h_1 cm	F cm ²	x
800	20	$0,730 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,001825 \sqrt{Mb}$	$0,200 h_1$
800	25	0,605 "	0,002251 "	0,238 "
800	30	0,517 "	0,002644 "	0,272 "
800	35	0,457 "	0,003042 "	0,304 "
800	40	0,401 "	0,003342 "	0,333 "
800	45	0,381 "	0,003858 "	0,360 "
900	20	0,765 "	0,001545 "	0,182 "
900	25	0,630 "	0,001902 "	0,217 "
900	30	0,540 "	0,002250 "	0,250 "
900	35	0,475 "	0,002586 "	0,280 "
900	40	0,426 "	0,002912 "	0,308 "
900	45	0,387 "	0,003225 "	0,333 "
1000	20	0,798 "	0,001330 "	0,167 "
1000	25	0,655 "	0,001638 "	0,200 "
1000	30	0,559 "	0,001935 "	0,231 "
1000	35	0,490 "	0,002223 "	0,266 "
1000	40	0,438 "	0,002503 "	0,286 "
1000	45	0,396 "	0,002765 "	0,311 "
1200	20	0,854 "	0,001016 "	0,143 "
1200	25	0,702 "	0,001260 "	0,172 "
1200	30	0,595 "	0,001487 "	0,200 "
1200	35	0,523 "	0,001722 "	0,226 "
1200	40	0,468 "	0,001950 "	0,250 "
1200	45	0,422 "	0,002158 "	0,272 "

Es bedeutet, wie üblich, M das Biegemoment auf die Plattenbreite b , h_1 die Plattenhöhe von Oberkante bis Mitte der Eisen, F den Eisenquerschnitt, ρ den Prozentgehalt an Eisen, σ_e und σ_b die zulässigen Spannungen im Eisen und im Beton, x die Entfernung der Nulllinie von Plattenoberkante.

ρ %	x	ρ %	x
0,1	0,132	1,00	0,358
0,15	159	1,1	372
0,20	181	1,20	384
0,25	200	1,30	396
0,30	217	1,40	407
0,35	232	1,50	418
0,40	246	1,60	428
0,45	258	1,70	437
0,50	270	1,80	446
0,55	287	1,90	455
0,60	292	2,00	463
0,65	302	2,50	500
0,70	311	3,00	531
0,75	321	3,50	557
0,80	328	4,00	580
0,85	336	4,50	600
0,90	344	5,00	618
0,95	351		

Ein zeichnerisches Verfahren ermöglicht es, die Lage der Nulllinie bei doppelter Armierung aus derjenigen bei einfacher Armierung zu finden. Letztere ist aus der zweiten Tabelle zu entnehmen. Il cemento 1908. Nr. 10, 11 u. 12.

Über den festen Anschluß der Querträger an die Hauptträger. Von Dr.-Ing. Müller, Duisburg. Verfasser untersucht, welche Anschlußart am günstigsten sei. Auf Grund einer theoretischen Berechnung kommt er zu dem Ergebnis, daß die gelenkförmige Verbindung von Querträger und Hauptträger keinen großen Nutzen bringt. Legt man das Gelenk außerhalb der Vertikale an, so ist diese Anordnung sogar noch viel unzweckmäßiger, wie eine feste Vernietung. Vorteil bringe die Gelenkkonstruktion nur dann, wenn der Gelenkmittelpunkt mit der Schwerachse der Vertikalen zusammenfällt und die Ausführung so gut ist, daß der Reibungsbeiwert μ sehr klein wird. Am sichersten geht man, wenn man den Querträgern ein möglichst großes Trägheitsmoment gibt, sodaß ihre Durchbiegungen sehr klein ausfallen. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wesen 1908. Heft 6.

Berechnung durchgehender Träger und Decken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Elwitz. Für einige Stützweitenverhältnisse sind die Momente für unveränderliches Trägheitsmoment zusammengestellt. Beton u. Eisen 1909. Nr. 2.

Über den Einfluß der Einspannung im Erdreich auf die Standsicherheit der Wände. Von Ing. Ullmann. An einem Beispiele einer 4 m tief gegründeten Stützmauer wird gezeigt, daß der passive Erddruck die Standsicherheit wesentlich erhöht. Berechnungsweise so, wie es Prof. Engels im Zentralblatt der Bauverwaltung 1903 „Über Erddruck bei Bollwerken“ angegeben hat. Beton u. Eisen 1909. Nr. 1.

Über exzentrische Druckbelastung. Von Prof. Ramisch. Ist ein senkrechter Stab in einer wagerechten Ebene eingespannt, so ist unter senkrechter Druckbelastung seine Biegelinie eine Sinuskurve und gestattet es, die größte zulässige Belastung zu ermitteln. Dabei zeigt sich, daß beim Ausknicken des Stabes schon kleine Änderungen in der Stablänge von sehr großem Einfluß sind. Zeitschr. d. öster. Ing.- u. Arch.-Ver. 1909. Nr. 6.

Eine neue graphische Berechnungsmethode für beiderseits eingespannte Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment. Von Ing. R. Wuczkowski, Wien. Verfasser wendet nur für die vorliegende Aufgabe das von Dr.-Ing. R. Schönhöfer angegebene Teilungsverfahren nach konstanten Bogengrößen an. Beton u. Eisen 1909. Nr. 1.

Contribution à l'étude du profil de la fondation continue d'un mur isolé. Von P. Algrain, Lt. du génie. Verfasser bespricht sehr ausführlich die Aufgabe, für eine Stützmauer die Mindestbreite und günstigste Form des „Grundbankettes“ zu finden und gibt eine rechnerische und eine zeichnerische Lösung. Mit Abb. Annales des trav. publ. de Belgique 1908. Nr. 6. Dez.

Die Berechnung von ringförmigen Eisenbetonquerschnitten. Von Dr.-Ing. Kögler, Dresden. Ableitung von bequemen Formeln, deren Festwerte in einer Tabelle als Abhängige des Eisengehaltes zusammengestellt sind. Arm. Beton 1908. Nr. 9.

Über Spannungsverteilung in Verbundkörpern. Von Dr. Leon. Mathematische Betrachtungen über die Spannungserhöhung (bis 82%) an den Einlagen in sonst homogener Grundmasse. Östr. Wochenschr. für den öffentl. Bau-dienst 1909. Nr. 2.

Einiges über neue Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. W. Obrist, St. Gallen. Folgende Bücher werden sehr eingehend besprochen: Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton, Armiertes Beton Nr. 11; Haberkalt u. Postuvanschtz, Berechnung der Tragwerke aus Betoneisen, Nr. 10. Méthode de calcul du béton armé, A. Nivet, Ing. Nr. 8.

Der Unterricht im Eisenbetonbau an den technischen Hochschulen und Lehranstalten. Zusammenstellung. Beton u. Eisen 1909. Nr. 2.

III. Eisenbetonversuchswesen.

Über die Verwertung des Durchbiegungsdiagrammes. Von A. Kleinlogel Neustadt a. d. Haardt. Verfasser bespricht die aus 24 Versuchen gewonnenen Diagramme von 5 Reihen von Balken in sehr eingehender und klarer Weise. Aus der großen Zahl von wichtigen Folgerungen sei nur die letzte als besonders beachtenswert angeführt: „Es ist nicht die absolute Größe einer Durchbiegung, die für die Beurteilung einer Konstruktion geeignet erscheint, sondern der gesamte Verlauf des Durchbiegungsdiagramms mit seinen Richtungsänderungen ist es, der unter Umständen als wertvolles Hilfsmittel bei der Beurteilung einer Eisenbetonkonstruktion benutzt werden kann.“ Mit Abb. Beton u. Eisen 1908. Nr. 16; 1909. Nr. 1 u. 2.

Rundschau über neuere Versuche. Von E. Probst:

Schüle, Zürich. Der Einfluß der Ar-mierung und der maximalen Druckspannungen auf den Sicherheitsgrad von Eisenbetonbalken. Wichtige Untersuchungen, aus denen Werte für die zulässigen Spannungen abgeleitet werden. Prof. Berry, Pennsylvania, über vielfach wiederholte Belastungen bei Eisenbetonbalken. S. E. Thompson über die Wasserdurchlässigkeit des Betons unter Zusatz von hydraulischem Kalk. Arm. Beton 1908. Nr. 10. Morton, Neue Versuche zur Bestimmung der Haftfähigkeit. Ebenda Nr. 8.

Bruchversuche an der Düsseldorf-er Ausstellungsbrücke. Angaben nach Zement und Beton 1908. Nr. 46. Östr. Wochenschr. f. d. öffentl. Bau-dienst 1909. Nr. 2.

Ergebnisse neuerer Untersuchungen und ein Vergleich mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen. E. Probst. Neuere an verschiedenen Orten nach verschiedenen Gesichtspunkten durchgeführte Forschungen werden eingehend mit einander verglichen. Angabe von Gründen für die Abweichung der Versuchsergebnisse von einander; Über die Bestimmung der Lage der Nulllinie. Dehnungsfähigkeit. Bestimmung der Druck- und Schubspannungen im Beton. Mit Abb. Armiertes Beton 1908. Nr. 4, 11, 12.

Neuere Gleitwiderstandsversuche. Erwähnung der von Hanisch ausgeführten Versuche und Auszug aus den Ergebnissen: Mittelwert rd. 40 kg/qcm Gleitwiderstand gegen ein Herausziehen der Eisen. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 10.

Die Bestimmung der Schubfestigkeit des eisenbewehrten Betons. Prof. M. Foerster, Dresden. Besprechung und Kritik der hierzu bisher ausgeführten Versuche und der üblichen Versuchsmethoden. Mit Abb. Armiertes Beton 1908. Nr. 12.

Les propriétés incombustibles du béton. Ausführliche Besprechungen über die Feuersicherheit des Betons, nach Cement Age 1908. Juni. Revue des mat. de constr. et de trav. publ. 1909. Jan. s. L. Febr. 1809. III. S. 71.

Status of Reinforced Concrete from the Fiveproof Standpoint. Von E. Perrot. Die Erfahrungen bei Bränden und Versuchen haben gezeigt, daß armerter Beton in Säulen und Decken bedeutend widerstandsfähiger im Feuer war als Eisenteile, die durch wenig tragfähige Tonhohlziegel geschützt waren. Cement Age 1908. S. 415 mit Abb.

Fire Tests of Concrete and Terra Cotta Tile. Bei einem Fabrikbrande in Washington ist der in Tonziegeln hergestellte Bau völlig zerstört worden, nur einige Betonwände haben sich bewährt. Cement Age 1908. S. 403 mit Abb.

The Failure Under Test Load. Von H. Danforth. Bei Gründung eines Wasserbehälters wurde das benachbarte alte Becken undicht und so die Baugrube unter Wasser gesetzt. Trotz aller Vorsicht lockerte sich durch das Pumpen die Sohle derart, daß bei der Fertigstellung des neuen Beckens die Stützen unter der Belastung sanken und einen Bruch herbeiführten. Eng. News 1909. Jan. S. 49 mit Abb.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

Zu den neuen Leitsätzen für Stampfbeton. 4. Zurschrift. Verfasser E. Schramm hält die neuen Leitsätze für „ein Danaergeschenk“ (!) und behauptet, sie seien nur „auf die großen Firmen zugeschnitten.“ Das Recht des Bauherrn auf Prüfung des verwendeten Betons scheint Herr Schramm nicht anerkennen zu wollen. Tonindustrie-Zeitung 1909. Nr. 13.

Allgemeine Bestimmungen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton. Kurze Besprechung der vom Ausschuß für Eisenbeton aufgestellten Bestimmungen. Zentralblatt der Bauverw. 1909. S. 54. s. L. Jan. 1909, IV. S. 28.

Vorschläge zur Änderung der amtlichen Bestimmungen usw. vom 24. Mai 1907. E. Graff, Hannover. Betreffend die allseitig gelagerte Platte und die sogenannten Steifrahmen. Armierter Beton 1908. Nr. 10. — Zurschrift dazu Nr. 11.

The local Government Board and Reinforced Concrete. Der Artikel wendet sich gegen die englische Behörde, die für Ziegelbauten 30 Jahre, für Eisenbeton nur 15 Jahre Bestand voraussetzt und darnach die Anleihen der Städte für solche Bauten wesentlich ungünstiger stellt. The Engineer 1909. Jan. S. 113. Cement Age 1909. Januar S. 71.

AB. 1909.

V. Ausführungen.

1. Zement-, Beton- und Eisenbeton-Waren und ihre Herstellung (Maschinen).

Les blocs en agglomérés. E. Leduc. Allgemeine Bemerkungen über die Rohstoffe und die Herstellung von Kunststeinen, unter Verwendung von Kalk, Zement usw. Untersuchung der Bindemittel auf Raumbeständigkeit wird dringend empfohlen. Verfahren und Apparat nach Le Chatelier. Mit Abb. Revue des Matériaux de constr. et de trav. publ. Jan. 1909.

Concrete at the Chicago Stock Yards. Im Schlachtviehhof ist die Benutzung von Holz immer mehr zurückgedrängt durch die von dauerhafterem Beton, besonders für Geländer, Viehtröge und Stallwände. Zement Age Jan. 1909. S. 46.

Die Herstellung von Stufen aus Beton. Praktische Winke. Beton-Zeitung 1909. Nr. 4 u. 5.

Umschnürung von Eisenbetonpfählen mit Streckmetall. Ing. Gaugusch, Kiel. Zur Erzielung einer guten Querbewährung verwendet man neuerdings Streckmetall: ein naheliegender, guter Gedanke. D. R. G. M. Nr. 346 303. Mit Abb. Beton und Eisen 1909. Nr. 2.

Allgemeine Betrachtungen über Betonpfähle. Regierungsbaumeister Th. Janssen. Herstellung, Rammen und Tragfähigkeit werden besprochen unter Berücksichtigung der Boden- und Grundwasserverhältnisse, Belastungsprobe wird empfohlen. Armierter Beton 1908. Nr. 11.

2. Ausführungen im Hochbau; Allgemeines.

Le case che non crollano. Ing. A. Danusso.

Veranlaßt durch das Erdbeben in Messina usw., stellte Verfasser Untersuchungen darüber an, welche Bauweise den Erdschütterungen am besten widersteht. Die Tatsache, daß es auch in Messina wieder 4 Häuser aus Eisenbeton sind, die sich vor allen anderen bewährt haben, spricht zu gunsten des armerierten Betons. Es ist nur bedauerlich, daß man sich im süditalienischen Erdbebengebiet die schon anderwärts gemachten Erfahrungen (San Francisco, Jamaica) bisher so wenig zu Nutze gemacht hat. Wichtig am Eisenbetonbau ist die Eigenschaft, daß alle Teile infolge der Eiseneinlagen ein zusammenhängendes Ganze bilden, und daß man das ganze Gebäude auf einer einzigen soliden Grundplatte errichten kann. Ein Eisenbetonbau stürzt nicht sofort zusammen, er bewahrt trotz der erhaltenen Risse wenigstens noch eine Zeitlang seinen Zusammenhalt, sodaß die Bewohner Zeit zur Rettung haben. Verfasser bespricht weiterhin noch bauliche Einzelheiten und Vorschläge. Mit Abb. Il Cemento 1909. Nr. 1 u. 2. Le ciment 1909. Nr. 1: Un Congrès international de l'architecture pour tremblements de terre. Die Zeitschrift: L'Echo

des mines et de métallurgie fordert zu einem Kongreß auf (Februar oder März 1909 in Paris), wo über die geeignetste Bauweise für Erdbebengebiete beraten werden soll. Im übrigen bespricht der Aufsatz dieselbe Frage, wie *Il Cemento*. — *Il cemento* 1909. Nr. 2 enthält das Programm zu einem Wettbewerb um erdbebensichere Konstruktionen. Der Wettbewerb ist veranstaltet von der Società Cooperativa Lombarda di Lavori Pubblici (Milano, Via Lupetta Nr. 8) und dem Collegio degli Ingegneri ed Architetti di Milano (Via S. Paolo Nr. 10). An letztere Adresse sind die Arbeiten bis 31. März 1909 einzusenden. 3 Preise zu 3000, 2000 und 1000 L. Vergl. hierzu auch den Aufsatz: Erdbebensichere Bauten in der Beton-Zeitung 1909. Nr. 2 u. 5.

Il Municipio e il Mercato di Longages. Das Gebäude enthält die Räume der Stadtverwaltung in einem oberen Stockwerke, das auf vollständig freistehenden Säulen ruht. Der freie Raum unter diesem hochliegenden, durch eine doppelte Freitreppe zugängigen Obergeschoß wird als Markthalle benutzt. Der Balkon, der rund herumführt, ist 1 m breit, das ganze Gebäude 20 m lang und 9 m breit. Die Säulen haben unten 30 · 35 cm, oben 30 · 30 cm Querschnitt. Vergl. die Abb. *Il Cemento* 1908. Nr. 12.

Entwurf für eine Luftschiffbauhalle in Eisenbeton. Von H. Mees, Stuttgart. Beschreibung des Entwurfs, Angaben über die statische Berechnung und die Kosten (970 000 M). Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 1.

Wettbewerb um eine Luftschiffhalle in Friedrichshafen. Allgemeine Besprechung des Wettbewerbes, bei dem von 73 Entwürfen 28 in Eisenbeton eingereicht wurden. Es ist bedauerlich, daß keiner von diesen letzteren durch einen Preis ausgezeichnet worden ist, um so mehr, als in dem Gutachten der Preisrichter eine nähere Begründung hierfür fehlt. Mit Abb. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 1. — Zwei weitere Aufsätze zum selben Thema: Beschreibung der Entwürfe der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten in Frankfurt a. M. (Dipl.-Ing. Deimling) und der Firma Weirich & Reinken, Kiel (Ingenieur Gaugusch) mit vielen und guten Abbildungen in *Armiertem Beton* 1909. Nr. 2.

Wettbewerb für den Bau einer Luftschiffhalle. Bericht über das Ergebnis des Wettbewerbes und nähere Besprechung der Einzelheiten der 43 m weiten, mindestens 20 m hohen Halle. *Deutsche Bauzeitung* 1909. Nr. 10. — Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1909. S. 95.

Die Wiedergeburt von San Francisco. Einige Angaben über die rege Bautätigkeit und über die Verwendung von Beton und Eisenbeton. Mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 2.

Lager- und Werkstattgebäude der Soc. Anon. Schiaparelli in Turin mit einer inneren rings herum führenden Galerie in Höhe des ersten Stockwerks. Mit Abbild. *Il cemento* 1909. Nr. 2.

Lanificio Conte a Schio. Das Fabrikgebäude in Eisenbeton besteht aus einem Spinn- und einem Websaale, beide eingeschossig und zu ebener Erde. Jener hat rund 1000 qm Grundfläche, Säulen in 7,50 m und 4,25 m Entfernung und ein flaches Dach mit flachen Oberlichten. Dieser hat rund 1300 qm Grundfläche, Säulen in 8,70 m und 4,50 m Entfernung und ein Sheddach mit verglasten Steilseite. Mit Abb. *Il cemento* 1909. Nr. 1.

Der Eisenbeton im Allg. städt. Krankenhaus zu Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz. Angabe eines Rechnungsbeispiels. *Beton u. Eisen* 1909. Nr. 1.

Reinforced Concrete Construction in the Hatford Armory. Ausführliche Beschreibung des Arsenalbaues, im Grundriß 80 × 100 m groß. Zahlreiche Einzelheiten. *The Eng. Rec.* 1909 Jan. S. 46. Mit Abbildungen.

A Notable Industrial Plant of Reinforced Concrete. Allgemeine Beschreibung einer größeren Holzverwertungsanlage, Deckenkonstruktion mit Stahlketten als Einlage im Zugurt. Wehranlage und Wasserturm sind kurz betrachtet. *Cement Age* 1909 Jan. S. 28. Mit Abbildungen.

Concrete Buildings for Explosives. Für Aufbewahrung von Sprengstoffen werden Bauten aus Eisenbeton empfohlen und Fälle ihrer erfolgreichen Verwendung angeführt. *Cement Age* 1908. S. 429.

Der Eisenbeton in seiner Anwendung bei der kaiserlichen Marine. Von Ingenieur Gaugusch, Kiel. Beschreibung einiger Beispiele (Kasernen, Materialspeicher). Mit Abbildungen. *Armiertem Beton* 1908. Nr. 11.

Das Strandbad Monumenti in Pola. Von E. B. von Nordenkamp. Beschreibung und Abbildung. *Beton und Eisen* 1909. Nr. 1. — Vergl. *L. Jan.* 1909. V, 2. S. 30: „Quitta“.

Markthallenbau in Breslau zwischen Garten- und Friedrichstraße. Von R. Heim. Eine vorzügliche Innenabbildung des fertigen Bauwerks, das sehr gut wirkt. *Beton und Eisen* (1908 Nr. 2, 5 und 7) 1909. Nr. 1.

Bau der Halle III auf dem Ausstellungspark Theresienhöhe in München. Nachträgliche Mitteilung von Zeichnungen. *Beton u. Eisen* 1909. Nr. 1. — *s. L. Febr.* 1909. V, 2. S. 72.

Das Gewölbe der Kulikow-Kirche in Tula. Kurze Beschreibung und Berechnung. Mit Abbildungen. *Eisenbeton* 1909. Nr. 1.

Über einige Wölb- und Kuppelbauwerke in Eisenbeton. Von Dr. Ing. Mautner. Angaben über die evangelische Kreuzkirche in Düsseldorf, bei der Längs- und Querschiff durch je 13 m

weite Tonnengewölbe überspannt sind. An der Durchdringungsstelle beider Tonnen ist ein Kuppelgewölbe angeordnet. Sehr interessante Einzelheiten. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1909. Nr. 182. *g. Kötter v. Berlin-Köpenick*

Die Mansardendachkonstruktion des Erweiterungsbaues einer Blumenfabrik. Von Dipl.-Ing. Bachner, Dresden. Beschreibung mit ausführlichen Zeichnungen und Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 1.

Arch for Supporting a Floor. Das zweite Stockwerk eines Geschäftshauses ruht auf 16,2 m weit gespannten Bogenträgern von 3,6 m Pfeilhöhe. Da für genügende Widerlager kein Platz war, mußten Zugbänder verwendet werden. Besondere Ausbildung der Ankerbefestigung. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 72.

Tank Construction for Excluding Water from a Basement. Um den Keller eines großen Geschäftshauses in Baltimore, der etwa 4 m unter Grundwasserspiegel liegt, für Maschinenräume verwenden zu können, wurde er als wasserdichter Kasten ausgebildet. Betonwände mit Asphaltfilzeinlagen. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 39. Mit Abb.

Eisenbeton-Schwellrost-Gründung für ein Wohnhaus in Eberbach am Neckar. Beschreibung mit Abbildungen. Beton-Zeitung 1909. Nr. 3.

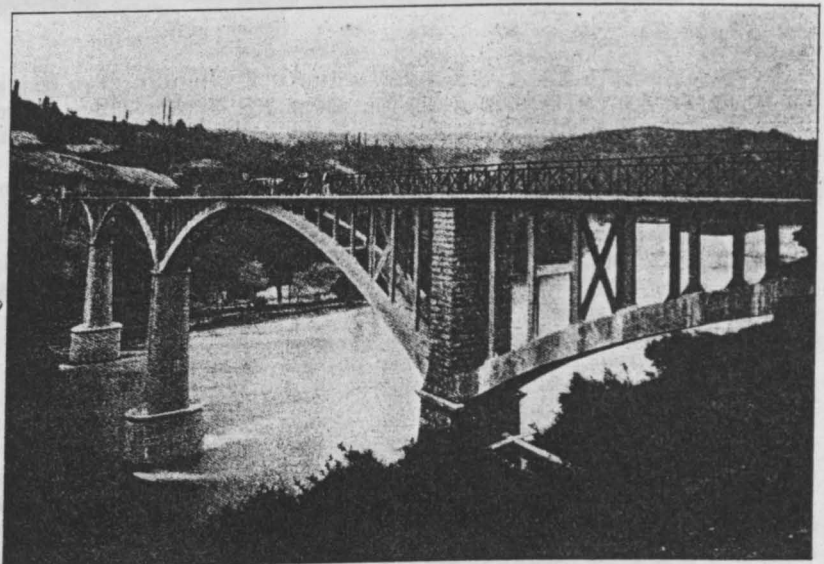
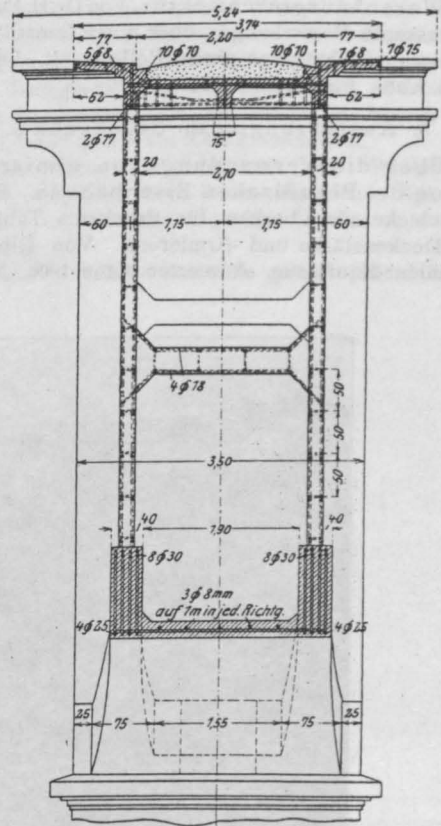
Concrete Freezing Tanks. Behälter für Eisherstellung. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 49. — s. L. Febr. 1909. V, 2. S. 73.

Getreidespeicher im Tempelhofer Hafen am Teltowkanal. Mit Abbildungen. Le génie civil 1908. 12. Dez. — s. L. Jan. 1909. V, 2. S. 31.

Silos à section circulaire pour grains. Beschreibung und Abbildung runder Getreidespeicher. Le ciment 1909. Nr. 1. — s. L. Febr. 1909. V, 2. S. 73.

Instandsetzung beschädigter Bauwerke durch Zement-einpressung. Dingl. Polytechn. Journal 1909, Nr. 4. Nach Zement und Beton 1908. S. 508, 502.

The Value of Cement in Grouting. Bericht über erfolgreiche Zementmörteleinpressung in Risse gebrochener alter Bauwerke, deren Erhaltung ohne Schädigung des Äußern erreicht wurde. Cement Age, Jan. 1909. S. 74.



Warenhäuserarchitektur. Von Dr. H. Pudor. Interessante Bemerkungen über einen Baustil, der im Eisenbetonbau eine große Rolle spielt. Leider ohne Abb. Eisenbeton 1909. Nr. 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Über die Verwendung von armiertem Beton bei Preussischen Eisenbahnen. Bulb-eisendecke als Überbau für Brücken. Tabellen der Deckenstärke und -Armierung. Von Dipl.-Ingenieur Kaufmann. Armiertes Beton 1908. Nr. 9.

Eisenbeton-Bogenbrücke für ein Zweigleis. Von Obering. E. Graff, Hannover. Mit Abbildungen. Armiertes Beton 1908. Nr. 11.

The Construction of the Pelham Bridge. Die nach System Melan ausgeführte Brücke zeigt 6 Bögen von je 31,5 m Spannweite und etwa 4,9 m Pfeilhöhe; auf die Breite von rd. 16,5 m entfallen 18 Melanrippen mit genieteten Trägern. Ausführliche Baubeschreibung. The Eng. Record 1908, S. 484 mit Abbild.

Eisenbetonbrücke über die Rhône in

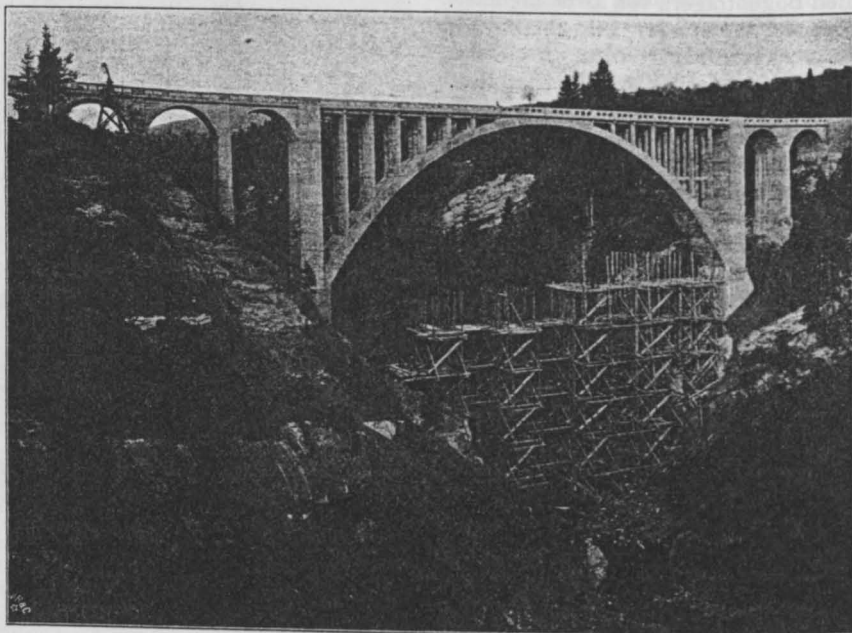


Fig. 1. Gesamtansicht.

Ferro-Concrete Coal Tip and Viaduct. Als Ersatz für den Bau in Holz wurde ein 135 m langer in Kurve liegender Eisenbetonviadukt erbaut. Fachwerkträger, Böcke in Abständen von 5,5–6 m. Gründung auf armierten Betonpfählen. The Engineer 1909. S. 60. Mit Abb.

Die Temesbrücke in Örményes (Ungarn). Bogenbrücke für Straße; 2 Öffnungen zu je 30 m. Fahrbahn 4,8 m, 2 Fußwege je 0,6 m breit. Länge rd. 76 m. Kosten rd. 81 000 M. Armiertes Beton 1908. Nr. 12. Mit guten Abbildungen und Zeichnungen.

Arbeitsmethode und Zeitdauer beim Bau einer großen Brücke in Nordamerika. Von E. Probst. Straßenbrücke über den Miami-Fluß in Dayton (Ohio), Syst. Melan. 7 Bögen, der mittlere mit 33,53 m Spannweite. Beachtenswerte Mitteilungen über die Ausführung des Baues, der in erstaunlich kurzer Zeit fertig gestellt worden ist. Mit Abb. Armiertes Beton 1908. Nr. 11. — Le ciment 1908. Nr. 11.

Pyrimont. Von dem schon in L. Jan. 1909, V. 3, S. 34 erwähnten, interessanten Bauwerke fügen wir hier noch Abbildungen (S. 143) bei. Le génie civil 1909. 16. Jan.

Die Gmünder Tobelbrücke bei St. Gallen. Über das schon in L. Jan. 1909, V. 3, S. 33 erwähnte Bauwerk fügen wir hier noch die folgenden, uns von Herrn Dipl.-Ing. Obrist, St. Gallen zur Verfügung gestellten Angaben und Photographien bei:

Die nach ihrer Vollendung in Fig. 1 dargestellte, das Sittertobel zwischen Stein und Gmünden unweit von St. Gallen in einem gewaltigen Bogen von 79 m Stützweite und in 70 m Höhe über dem Talgrunde überspannende Brücke ist von dem Kanton Appenzell an Stelle einer alten nicht mehr ausreichenden eisernen Straßenbrücke erbaut. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 172 m, an den großen Mittelbögen setzen sich auf der einen Seite 4, auf der

anderen 2 Segmentgewölbe von je 10,25 m Spannweite an. Die Fahrbahnbreite ist zu 5,70 m bemessen; an sie schließen beiderseits Fußwege von je 0,60 m Breite an. Für die Berechnung war Menschengedränge und eine 20 t schwere Dampfvalve zu berücksichtigen.

Für die vorwiegend in Eisenbeton erbaute Brücke wurden Kies und Sand aus der Sitter vermittelt einer 640 m langen Transportbahn unmittelbar herbeigeführt, die während des Baues ungefähr 8400 cbm Material förderte; auch der

die Brücke dem Verkehr übergeben, also nach einer eigentlichen Bauzeit von nur 16 Monaten.

Das gesamte Bauwerk verbrauchte (außer zum Lehrgerüste) rd. 7000 cbm Beton, 82 t Eisen; seine Baukosten betragen 450 000 Fr. wovon auf das Gerüst allein 110 000 Fr. entfallen.

Der Entwurf stammt von Prof. Mörsch, in Verbindung mit dem Kantoningenieur Dipl.-Ing. Suttner; die Bauleitung lag in des letzteren Händen.

Das gewaltige Bauwerk gehört jedenfalls zu

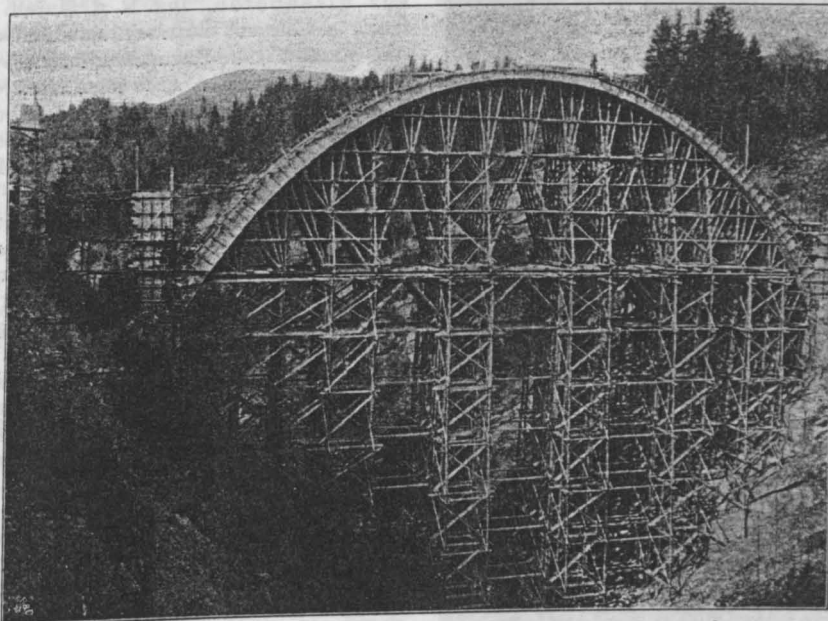


Fig. 2. Lehrgerüst.

Transport und die Einbringung des fast durchgehend mit Maschinen gemischten Betons geschah mit Hilfe einer Seilbahn. Begonnen wurde von seiten der ausführenden Bauunternehmung, der Firma Troté, Westermann & Co. in Zürich und St. Gallen am 26. März 1907 mit dem Ausheben der Fundamente für das Lehrgerüst und alsdann mit dem Betonieren dieser. In der Zeit vom 11. Juni bis zum 2. Dezember 1907 wurde das große in Fig. 2, 3 und 4 dargestellte Lehrgerüst für den Mittelbogen errichtet; zu ihm waren 1350 cbm an Holz, sowie 47 t an Schrauben und sonstigen Eisenteilen erforderlich. Am 16. Mai 1908 wurde der große Bogen geschlossen und am 1. August die Ausrüstung desselben begonnen. Hierbei ergab sich eine Scheitelsenkung von nur 5 mm, ein Zeichen für die Güte des Entwurfs, der Ausführung und des Materials. Am 3. November wurde

den hervorragendsten, neueren Brücken aus Eisenbeton; vielleicht wäre sein Gesamtaussehen noch befriedigender und ruhiger ausgefallen, wenn man die Stützweite der Fahrbahnträger vergrößert und hierdurch weniger, aber kräftigere Zwischenstützen über dem Gewölbe erhalten und diese zu zusammenhängenden Pfeilern vereinigt hätte, — eine ästhetische Mahnung, die nicht nur für den vorliegenden Bau, sondern für manchen anderen gleichartigen am Platze sein dürfte.

Flachgespannte Gewölbe mit Widerlagerplatte. Von Prof. Möller Untersuchungen über zweckmäßigste Ausgestaltung der Widerlager flacher Bögen nebst Angaben über ausgeführte Probelastungen einer 20 m gespannten Brücke von $\frac{1}{16}$ Stich mit horizontalen Platten am Widerlager nach System Möller. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen 1909. Nr. 1, 2, 3.

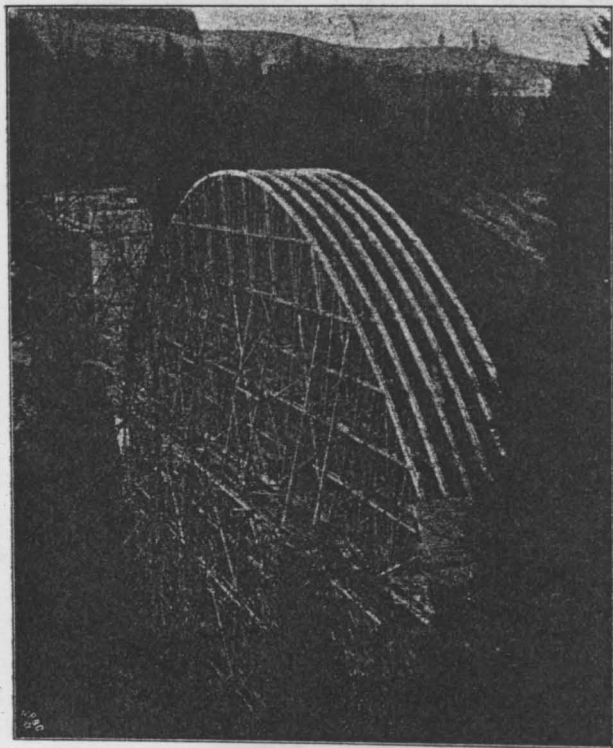


Fig. 3. Lehrgerüst.

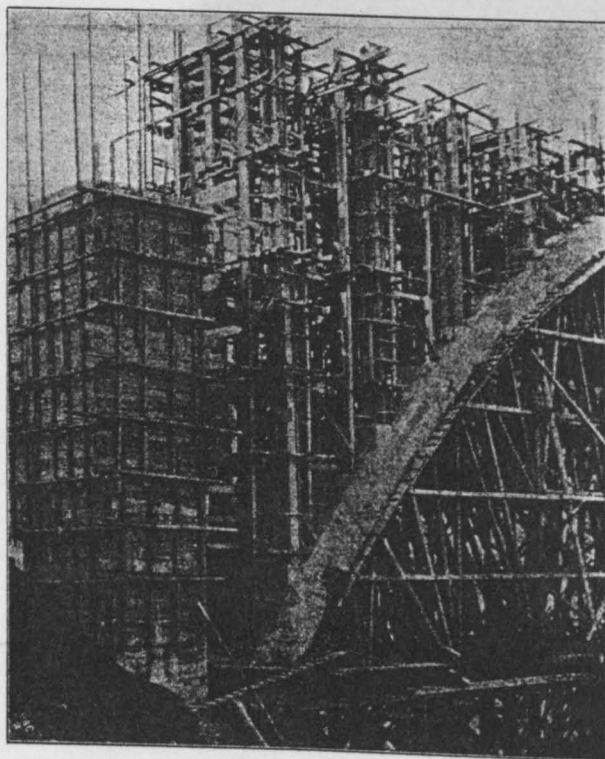


Fig. 4. Lehrgerüst und Pfeileraufbau.

Current Methods of Waterproofing Concrete Covered Bridge Floors. Berichte verschiedener Eisenbahnverwaltungen über Bewährung von Mitteln, die zur Abdichtung von Brücken gegen Tagwasser benutzt werden. Neben Asphaltfilz wird auch die Verwendung einer reinen Asphaltschicht von mindestens 2,5 mm Stärke empfohlen, wobei die Art der Aufbringung besondere Sorgfalt erfordert. The Eng. Rec. 1908. S. 488. Mit Abbildungen.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Ausführung von Seesenkwerken aus Eisenbeton. Ing. R. d. Muralt. Das Senkstück besteht aus einzelnen, nebeneinander liegenden quadratischen Eisenbetonplatten von 7–10 cm Stärke und etwa 1 m Seitenlänge, die an den Ecken zu je vier miteinander verbunden sind. Es wird von einem ähnlich konstruierten hölzernen Schwimmer, der bei zurückgehender Flut auf das Senkstück niedergelassen wird, bei steigendem Wasser abgehoben, nach der Verwendungsstelle geschleppt und dort abgesenkt. Das Verfahren und sämtliche baulichen Einzelheiten sind sinnreich erdacht. Verfasser gibt an, mit der neuen Methode eine Ersparnis von 50% gegenüber der Verwendung von Reisigbündeln und Steinschüttung erzielt zu haben. Außerdem lasse sich das Senkstück nach de Muralts Verfahren auch bei unruhiger See verbauen. Mit vielen Abbildungen Beton und Eisen 1909. Nr. 1 u. 2. — vgl. L. Febr. 1909. V, 4. S. 73.

Uferbefestigungen aus Eisenbeton im Hafen von Duisburg. Kurze Besprechung mit Abbildungen. Le génie civil. 1909. 30. Jan.

Uferbefestigungen an der Warnow in Gehlsdorf bei Rostock. Eisenbetonpfähle 20/20 cm gerammt, dahinter eine Wand aus fertigen Zementplatten (-Dielen) 8 cm stark aufgestellt und hinterfüllt. Lichte Höhe 1,55 m, Kosten 23 M. für 1 lfdm. Eisenbeton 1909. Nr. 2.

Seebauten aus Beton. Ausführung eines bedeutenden Docks in Balina-Blanca, Argentinien. Beton-Ztg. 1909. Nr. 4.

Die Zukunft des armierten Betons im Wasserbau. Von L. A. Sanders. Ausführliche Besprechung mit sehr guten Abbildungen. Armierter Beton 1908. Nr. 7 u. 8.

Der Eisenbeton auf dem XI. Internationalen Schiffahrtskongreß in St. Petersburg. Von Prof. Schulze, Danzig. Verfasser kommt auf Grund der Berichte aus den verschiedenen Ländern zu dem Schlusse, daß sich der Eisenbeton bei den Binnenwasserstraßen, besonders aber bei den aus Pfählen und Spundwänden hergestellten Uferbauten technisch und wirtschaftlich wohlbewährt hat und daß in verschiedenen Ländern eine Anzahl sich bewährender Anwendungen im Seebau vorliegen, die zur

Fortsetzung ermutigen, daß aber bei dem verhältnismäßig geringen Alter dieser Bauten Aussicht und ein weiteres Studium der Schutzmittel gegen Zerstörung durch Meerwasser am Platze ist. Beton und Eisen 1908. Nr. 16, 1909. Nr. 1 u. 2. — s. L. Jan. 1909. V, 4. S. 34.

Method of Making and Placing Pile Protection. Zum Schutze von Holzpfehlen gegen Angriffe des Bohrwurmes sind Zementrohre verwendet, die in zwei Hälften hergestellt werden. Der Raum zwischen Pfahl und Rohr wird mit Sand ausgefüllt. 1000 Pfehle geschützt durch 6900 lfdm Rohr. Herstellung in Nähe der Baustelle. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 67.

Der Cataract-Damm Sidney, New South Wales. Von Brt. Ziegler. Besprechung mit Abb. nach Engineering vom Febr. 1907. Beton und Eisen 1909. Nr. 1.

Die Schiffbauten System Gabellini. Beschreibung einiger Ausführungen mit guten Abbildungen. Le Génie civil 1909, 6. Februar. Beton und Eisen 1909. Nr. 1 u. 2. s. L. Jan. 1909 V, 4. S. 35.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Engineering Features of the Washington Street Tunnel. Allgemeine Beschreibung der Anlage der neuen zweigleisigen Untergrundbahn zu Boston; Tunnelwände und Einbauten vorwiegend in Eisenbeton. Engineering 1909 Jan. S. 65.

Market Street Subway Philadelphia. Die neue Unterpflasterbahn zeigt interessante Ausführungen in Eisenbeton. Die Herstellung erfolgte teils im Winter, selbst bei Temperatur -10°C , dabei wurden Steine, Sand und Wasser genügend vor Verwendung erwärmt, der Beton nach Einbau durch Heu abgedeckt. Einzelne Angaben über die Maschinen, Rüstungen und Materialien sind beigelegt. Cement Age 1909 Jan. S. 19.

Revision of Line of the Kanawha and Michigan Ry. Bei Beseitigung zu scharfer Bögen auf genannter Bahn wurde ein 215 m langer Tunnel erforderlich. Seitenwände aus Eisenbeton, Decke in Ziegelgewölbe hergestellt. Genaue Angaben über Arbeitsmethode und Preise. Eng. News 1909. S. 11. Mit Abbildungen.

The Construction of the Bronx Valley Sewer. Abwässerkanal für 8 Gemeinden des

Staates New York ist etwa 24 km lang, zeigt 30 Kreuzungen mit dem Fluß und ist bis auf kurze Tunnelstrecken im offenen Einschnitt bis 9 m Tiefe hergestellt. Das kreisförmige Profil hat 2,5 m innere Breite und ist mit gedrehten Quadrateisen armiert. Besondere Verstärkung unter der Bahnkreuzung. Herstellung mit Lehrbögen aus Wellblech nach Patent der Duralite Company. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 32.

A Novel Reinforced Concrete Tower. Turmartiger Bau, unten 9,0 m und oben — 27 m über Gelände — 6,6 m innerer Durchmesser, trägt zylindrischen Behälter von 450 cbm Fassungsraum. Einlagen 12,5 mm \varnothing . Kosten für Bau einschl. Gründung 6000 \$. The Eng. Rec. 1909 Jan. S. 9. Mit Abbildungen.

Der Wasserturm in Pfullendorf. Ummantelung des Behälters in Eisenbeton. Mit Abbildungen. Beton-Ztg. 1909. Nr. 2.

Concrete Water Tank Support and Signal house at Waterbury. Kurze Angaben über Unterbau eines Wasserbehälters und ein Stellwerksgebäude auf einem amerikanischen Bahnhofs. Eng. News 1909. S. 10. Mit Abbildungen.

Lokomotiv-Bekohlungsanlage in Eisenbeton. Angaben über eine amerikanische Ausführung nach Zeitschr. d. Vereins d. Ing. 1908. Nr. 43, Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1909. S. 50.

Eisenbeton-Kohlenbehälter von 10 000 t Inhalt. Kurze Angaben über eine amerikanische Ausführung. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1908. Nr. 43 und Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1909. S. 50.

Die neuen Güterschuppenanlagen auf Hauptbahnhof Dortmund. Dipl.-Ing. Klinghöfer. Länge rund 320 m, Breite rund 20 m; Keller- und Erdgeschoß; Binder als Rahmen mit Mittelstütze, 2 Ladebühnen mit je 1 Kragdach darüber, Dehnungsfugen aller 30 m, an diesen Stellen Doppelbinder. Mit vielen und guten Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 2.

Umbau des k. k. Staatsbahnhofes Salzburg. Von Ing. Brausewetter, Wien. Einige Angaben mit Abbildungen. Beton und Eisen 1909. Nr. 1.

Concrete Railway Ties in Italy. Bekanntgabe der Lieferungsbedingungen für Eisenbetonschwellen bei den italienischen Staatsbahnen. Cement Age 1909 Jan. S. 54.

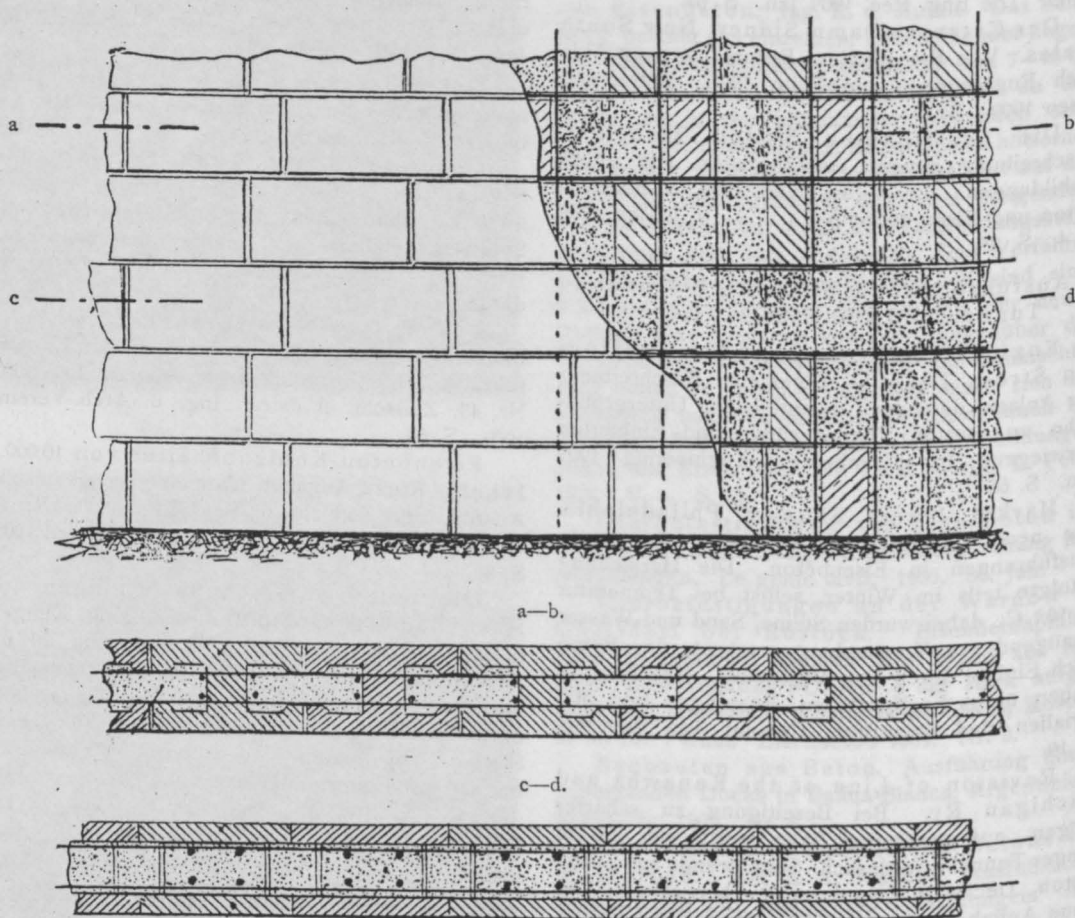
SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Verbundbau. D. R. P. 204 128. D. R. Zusatzpatent angemeldet. Patentanmeldung in den neuesten Kulturstaaten.

Wirkt auf eine Wand ein Drehmoment außer der vertikalen Kraft ein, so kann man entweder biegezugsfeste Eisenbeton- sowie Eisenfachwerkwände benutzen, oder es muß bei Verwendung der nicht biegezugsfesten, gemauerten Steinwände die Vertikalkraft so groß sein, daß in den Querschnitten keine Zugspannungen auftreten.

Mauerwerks bezüglich der einfachen Herstellung, als auch die des Eisenbetons, bezüglich der Biegezugsfestigkeit, unter Fortfall der teuren Schalung, vereinigt. Die Ausführung geschieht derart, daß Betonhohlsteine schichtenweise vermauert werden, wobei die Fugen sich um die halbe Hohlraumlänge übergreifen. Nach Montierung der wagerechten und senkrechten Eiseneinlagen werden diese Hohlräume mit Beton ausgefüllt. An den Verbindungsstellen je zweier Hohlsteine entsteht je eine Eisenbetonstütze. Um diese einzelnen Eisenbetonstützen als ein Ganzes wirken zu lassen, werden in bestimmten Abständen statt der Betonhohlsteine sogenannte Riegelsteine vermauert, und wird der in diesen



Bei den Eisenbetonwänden übersteigen die Kosten der Einschaltung gewöhnlich um 50% die des Eisenbetons, während die Eisenfachwerkwände dadurch verteuert werden, daß sämtliche Spannungen zuzüglich der durch das Gewicht der Ausmauerung erzeugten, durch die Eisenkonstruktion aufgenommen werden müssen. Die gemauerten Steinwände ergeben schon bei verhältnismäßig kleinen Momenten derart große Mauerwerksmassen, daß sie den größten Materialverbrauch aufweisen. Trotzdem verläuft der Wettbewerb oft zu ihren Gunsten, da ihre Herstellung die einfachste und billigste ist.

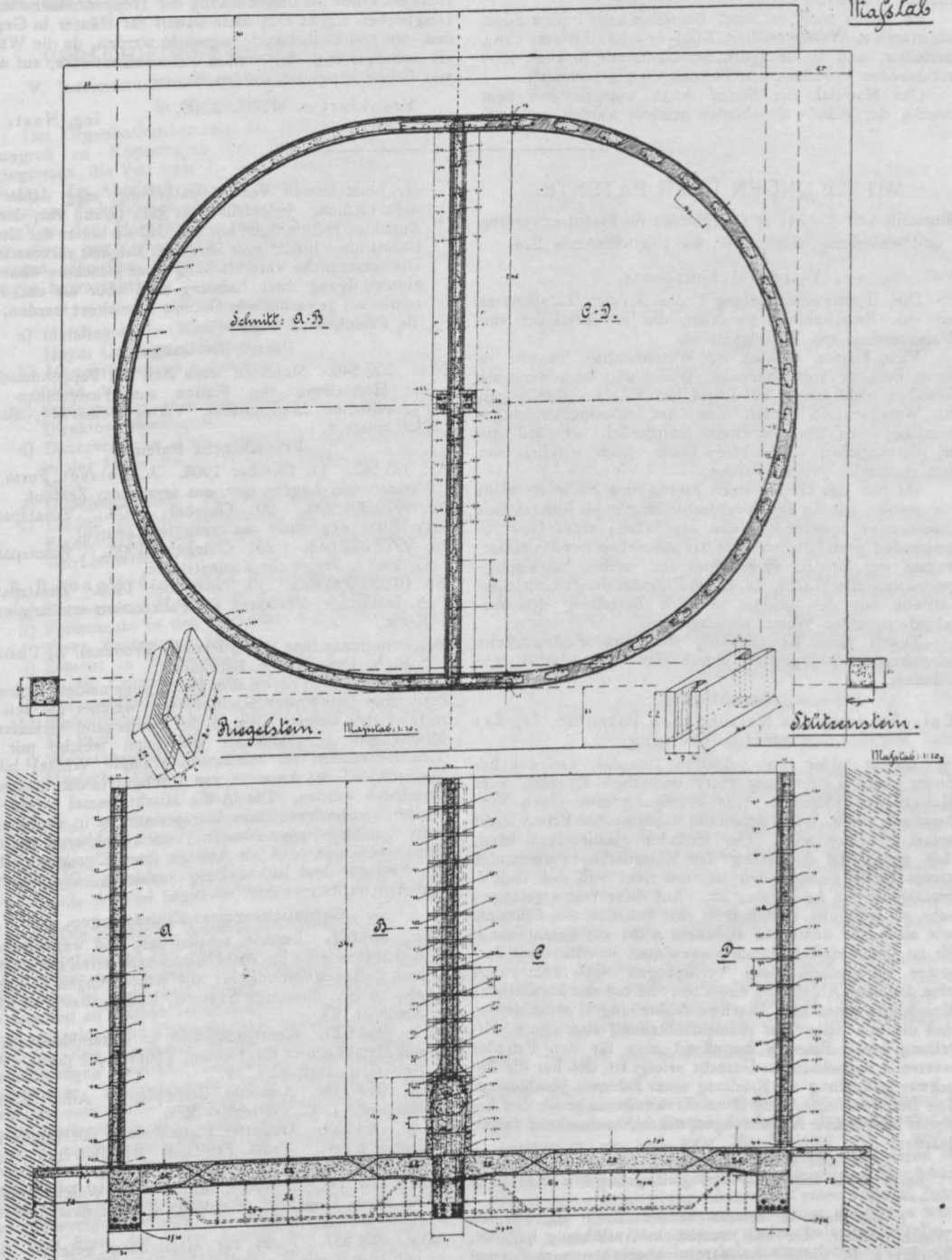
In den Verbundwänden sind nun die Vorzüge des

durchgehende Zwischenraum mit Beton ausgefüllt. Die Riegelsteine unterscheiden sich von den anderen Hohlsteinen, den Stützensteinen, dadurch, daß die Höhe des Steges nur etwa ein Viertel der des Steines einnimmt, und die Steine aneinandergereiht eine Rinne bilden. Durch die Ausbetonierung dieses Hohlraumes werden sämtliche Eisenbetonstützen miteinander durch einen Riegel verbunden und werden Vierendeel-Fachwerke geschaffen. Der Abstand der Riegel ist variabel und wird den jeweiligen Spannungen angepaßt.

Dieses System gestattet es auch, die für Eisenbetonbauwerke günstigste Grundrißform, nämlich die der Kurven

Wasserbehälter für Frankfurter Branhans in Verbindung. D. R. P. 204 128

Maßstab



wieder zu verwenden. In diesem Falle bilden sich räumliche Fachwerke. Der Kreis war als Grundrißform auch in den ersten Eisenbetonbauwerken vorherrschend, wurde aber später wegen der teuren und komplizierten Einschaltung durch die Rechteckform verdrängt.

Es lassen sich in dieser Bauweise sehr billige Silos, Schornsteine, Wasserbehälter, Kühl- und Leuchttürme usw., herstellen, und ist bezüglich der Ökonomie in einer jetzt erschienenen Broschüre ein Beispiel durchgerechnet*).

Das Material der Steine kann entsprechend dem Zwecke der Wände verschieden gewählt werden, und aus

gewöhnlichem Beton, Ziegelgut, sowie auch einem schlecht wärmeleitenden, nagelbaren Beton bestehen. In letzterer Form wird sich dieses System auch gut zu freitragenden Wänden verwenden lassen, sowie zum Ersatz der Eisenfachwerkwände als Umschließung der Treppenhäuser dienen. Desgleichen eignet sich diese Bauart für Häuser in Gegenden, die von Erdbeben heimgesucht werden, da die Wände als Ausmauerung der steifen Rahmenfachwerke, auf allen vier Seiten verspannt werden können.

Frankfurt a. M. 15. 2. 09.

Ing. Nast.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt von J. Bett & Co., Bureau für Patentverwertung und -erwerbung, Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Warenzeichenschutz.

Die Beschwerdeabteilung I des Kaiserl. Patentamtes hat eine Entscheidung getroffen, die für Anmelder von Warenzeichen von Wichtigkeit ist.

Viele Firmen melden ein Warenzeichen für alle in ihrem Betriebe vorkommenden Waren an, auch wenn sie dieselben nicht immer auf Lager haben. Die Abteilungen für Warenzeichen hatten nun den Standpunkt eingenommen, daß der Nachweis erforderlich sei, daß die im Warenzeichen aufgeführten Waren auch wirklich von dem Anmelder geführt würden.

Da nun das Gesetz einen Zwang zum Nachweis nicht vorschreibt, hat die Beschwerdeabteilung I des Kaiserlichen Patentamtes entschieden, daß als Waren eines Gewerbetreibenden grundsätzlich alles das angesehen werden müsse, worauf der Betrieb eingerichtet sei, mithin bei Exportgeschäften alle Waren, da es die Eigenart dieser Geschäftsbetriebe mit sich bringe, je nach Bestellung den verschiedenartigsten Waren zu umgreifen.

Durch diese Entscheidung sind nun diesbezügliche schwebende Streitigkeiten entschieden und Klarheit geschaffen.

Gerichtliches.

Entscheidung des Kaiserlichen Patentamtes, Beschwerdeabteilung.

Es ist leider eine bekannte Tatsache, daß der Erfinder nach Einreichung eines deutschen Patentes vom Kaiserlichen Patentamt eine Verfügung oder einen Vorbescheid erhält, laut welchen das nachgesuchte Patent nicht sofort bewilligt wird. Der Erfinder glaubt dann eben, daß gegen die Auffassung des Kaiserlichen Patentamtes nichts weiter einzuwenden ist, und sieht von der Weiterverfolgung der Anmeldung ab. Auf diese Weise gelangen sehr oft wertvolle Erfindungen zum Schaden des Erfinders wie auch der deutschen Industrie nicht zur Patentierung. Es ist schon vielfach darauf hingewiesen worden, daß derartige Vorbescheide und Verfügungen noch keineswegs eine definitive Ablehnung enthalten. So hat erst kürzlich das Kaiserliche Patentamt, Beschwerdeabteilung II entschieden, daß die von seiten der Anmeldeabteilung abgelehnte Erteilung eines Patentes betreffend eine für den Erfinder wertvolle Anmeldung zu Unrecht erfolgt ist, und hat die Beschwerdeabteilung die Erteilung eines Patentes beschlossen. Die Beschwerdeabteilung II macht hierzu einige für den Erfinder interessante Ausführungen, die wir nachstehend folgen lassen:

„Ob eine Maschine nach der Bauart der Anmelderin mehr leistet als eine gleichgroße Maschine nach

der bezeichneten Vorveröffentlichung, mag dahin gestellt bleiben. Jedenfalls liegt kein Grund vor, der die Annahme rechtfertigen könnte, daß sie hinter der älteren Bauart hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit zurückstände. Die wesentliche Vereinfachung einer Maschine ohne Beeinträchtigung ihrer Leistung muß aber als ein Fortschritt auf gewerblichem Gebiete bezeichnet werden, der die Patentierung begründet.“

Patent-Erteilungen.

80 a. 207 540. Maschine nach Art der Pappmaschine zur Herstellung von Platten aus Faserstoffen und hydraulischen Bindemitteln, Viktor Schmidt, Berlin, Hafenplatz 4.

Französische Patente.

Nr. 395 547. 11. Oktober 1908. A. Buisset, Form zum Formen von Lagern usw. aus armiertem Zement.

Nr. 9970/391 990. 20. Oktober 1908. Zusatzpatent. A. Buisset, Stütze aus armiertem Zement.

Nr. 9977/382 644. 23. Oktober 1908. Zusatzpatent. O. Fehr, Presse für Zementsteine.

Nr. 10 052/393 673. 10. November 1908. Zusatzpatent. A. Duchange, Verfahren zur Fabrikation von armiertem Kork.

Betonmischmaschine mit rotierender Trommel. L. Thomas Smith, Ingenieur in Milwaukee.

Die in Österreich zum Patent angemeldete Erfindung betr. eine Betonmischmaschine, bei welcher die von den Stirnwänden ausgehenden, in der Kranzwand verlaufenden Mischkörper Schrägflächen aufweisen, welche mit den Trommelwänden im Mischraum stumpfe Winkel bilden. Dadurch soll das Ansetzen von Mischgut in den Stoßrinnen vermieden werden. Die in die Mischtrommel hinein- und wieder herauschwenkbare Antragerinne ist in einem unterhalb gelenkig angeordneten verschwenkbaren Rahmen derart befestigt, daß sie infolge ihres Eigengewichtes in der Entlade- und Ruhestellung verbleibt. Die Rinne im Rahmen ist nachstellbar befestigt.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37 a. 364 006. Leichte, schallsichere und wärmehaltende Eisenbetondecke für Wohnhausbauten, deren Balkenstärke und Balkenentfernung für alle Ausführungen immer die gleiche ist. Friedrich Stauch, Ludwigshafen a. Rhein, Arnulfstr. 23.

37 b. 364 033. Kunstsockelstein in Pyramidenblockform mit Metallfassung für Pfosten, Pfähle oder dergl. Adolf Schulze, Herford i. W.

37 b. 364 241. Armierter Betonplatte. Adolf Kiefer, Karlsruhe i. B., Gartenstr. 36 a.

37 b. 365 239. Armierter Plattenbalken mit trogförmiger Blecheinlage. Ernst Friedrich Baschwitz, Berlin, Geisbergstr. 20. 29. 2. 08. B. 37 329.

80 a. 364 800. Fahrbare Misch- und Waschvorrichtung für Beton, Sand usw. Ratzinger & Weidenkaff, München. 2. 1. 09. R. 12 930.

80 a. 364 837. Form zur Herstellung geteilter Betonhohlkörper mit die Teilung bewirkenden Scheidewänden. Jean Klee, Cöln a. Rh., Volksgartenstr. 12. 6. 1. 09. K. 37 256.

* Bei dem in nebenstehender Tafel abgebildeten Wasserbehälter, der sich zurzeit in Ausführung befindet, beträgt z. B. die Eisensparnis, abgesehen vom Fortfall der Schalung, in den Umfassungswänden etwa 50% gegenüber der vorher projektierten, achteckigen Form.

84 c. 365 280. Eisenarmerter Betonpfeiler zur Gründung von Gebäuden, Wassertürmen und sonstigen Bauwerken bei nicht tragfähigem Baugrund. Theodor Nielsen, Hemeligen. 24. 12. 08. N. 8180.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

V. Internationaler Materialprüfungs-Kongress in Kopenhagen.

Das Organisationskomitee für den V. Internationalen Kongreß zu Kopenhagen hat für die Sitzungen des Kongresses die Zeit vom 7. bis 11. September 1909 festgesetzt. Im Anschluß an die Beratungen finden größere technische Exkursionen statt.

Von den Hauptfragen, welche auf dem Kongresse vor allem zur Verhandlung kommen, und den hierfür ernannten offiziellen Berichterstattern sind aus den Mitteilungen hervorzuheben:

A. Metalle.

- a) Metallographie (Metallurgie, Legierungen). H. Prof. Heyn, Gr.-Lichterfelde W.
- b) Härteprüfung im allgemeinen. H. Doz. P. Ludwik, Wien.
- c) Schlagproben (Kerbschlagproben). H. G. Charpy, Direktor, Montluçon.
- d) Dauerversuche (mit schnellem Spannungswechsel, in der Hitze usw.). H. E. J. Howard, Watertown, Mass.
- e) Gußeisenprüfung. H. Dr. G. Moldenke, New-York.
- f) Einfluß erhöhter Temperatur auf die mechanischen Eigenschaften der Metalle. H. Prof. M. Rudeloff, Gr.-Lichterfelde-W.

B. Beton, Hydraulische Bindemittel, Steine.

- g) Betoneisen. H. Prof. F. Schüle, Zürich.
- h) Fortschritte in den Methoden der Prüfung. H. R. Feret, Boulogne s. M.
- i) Zement in Meerwasser. H. Prof. A. Baykoff und H. W. Czarnomsky, St. Petersburg.
- j) Volumenbeständigkeit. H. B. Blount, London.
- k) Einheitliche Versuche mittelst Prismen, Normalsand. H. Prof. F. Schüle, Zürich.
- l) Wetterbeständigkeit der Bausteine. H. Prof. A. Hanisch, Wien.

C. Diverses.

- m) Öle. H. Dr. M. Albrecht, Hamburg.
- n) Kautschuk. H. E. Camerman, Brüssel.
- o) Holz. H. G. Pinchot, Forest Service, Washington.
- p) Anstrichmassen. H. Prof. M. Rudeloff, Gr.-Lichterfelde-W. und H. S. S. Voorhees, Washington.

Die deutsche Gartenstadt-Gesellschaft

unternimmt in der Zeit vom 6.—18. Juli d. J. eine soziale Studienreise nach England. Als Ausgangs- und Endpunkt der Reise ist Rotterdam gewählt. Diejenigen, die länger in London zu bleiben beabsichtigen, können die Rückreise auch einzeln ohne Preiserhöhung später antreten; desgl. sind in den Londoner Hotels auch für später Preisermäßigungen erwirkt. Die Reise geht zunächst nach Manchester (Einrichtungen der englischen Großverkaufsgenossenschaft) Liverpool, Birmingham, Letchworth (erste Gartenstadt), dann nach London. Hier findet wie in den vorgenannten Städten die Besichtigung der Stadt selbst, dann der Besuch gemeinnütziger Wohnungsbauten, der ferner der Baugenossenschaftssiedlung zu Ealing, der Gartenvorstadt Hampstead, der Einrichtungen und Bauten der Konsumgenossenschaft zu Woolwich usw. statt.

Der Preis der Reise beträgt nur 240 M. und versteht sich für Schifffahrten II. und Eisenbahnfahrten III. Klasse; er begreift in sich Unterkünfte in guten Hotels, volle gute Verpflegung (ausschließlich der Getränke, aber mit Trinkgeldern usw.). Anmeldungen sind zu richten

an Herrn Adolf Otto, Berlin-Nikolassee, und zwar möglichst bald, da die Teilnehmeranzahl beschränkt ist. Eine Anzahlung von 50 M. ist bis zum 1. Mai, der Rest der Kosten bis 14 Tage vor dem Reisebeginn zu zahlen und zwar an die Bank für Handel und Industrie, Berlin, Depositenkasse U (Conto Gartenstadt).

Zum Direktor der Deutschen Betonvereine wurde Herr Reg.-Baum. Weese, bisher bei der Berliner Baupolizei, gewählt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Zahlentafel für Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton. Teil II. Zusammengestellt in Übereinstimmung mit den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 und den Leitsätzen des Deutschen Betonvereins von Regierungsbaumeister Weese, Hilfsarbeiter im statischen Bureau des Kgl. Polizeipräsidiums Berlin. Verlag Tonindustrie-Zeitung, Berlin NW 21. Preis geb. M 6,—.

Der vor Jahresfrist erschienene erste Teil des vorliegenden Werkes ist wohl von den bisher erschienenen ähnlichen Werken das in der Praxis am meisten benutzte. Da das Werk nach vorhergehender Prüfung für den Landespolizeibezirk Berlin amtlich zum Gebrauch zugelassen ist, und eine ganz gewaltige Zeitersparnis durch die Benutzung erreicht wird, so wird es in Berliner Geschäften allgemein zur Kalkulation und zur Herstellung von statischen Berechnungen benutzt.

Während der erste Teil eine Zusammenstellung der Biegemomente gibt, die von Konstruktionen von bestimmten Abmessungen aufgenommen werden können, daher allgemein für alle Fälle benutzt werden kann, bezweckt der zweite Teil eine weitere Vereinfachung der Berechnung häufig vorkommender Sonderfälle.

Der erste Abschnitt gibt die zulässigen Spannweiten an für Decken mit Nutzlasten von 100 bis 1750 kg/qm (einschließlich Belag und Satz), steigend um 20 bzw. 25 bzw. 50 kg/qm, wenn das maßgebende Biegemoment $\frac{pl^2}{8}$ bzw.

$\frac{pl^2}{10}$ bzw. $\frac{pl^2}{12}$ bzw. $\frac{pl^2}{18}$ ist. Die Deckenhöhen steigen um ein $\frac{1}{2}$ cm, wobei für jede Deckenhöhe zwei (bei 8 cm um mehrere) Eisenquerschnitte angegeben sind. Bei Wahl des einen Eisenquerschnittes wird die Betonspannung 40 kg/qcm, während sie für den anderen Eisenquerschnitt etwas geringer ist; die Eisenspannung ist immer 1000 kg/qcm. Da bei dieser Anordnung zwei aufeinanderfolgende zulässige Spannweiten nur um wenige Zentimeter voneinander abweichen, so ist ohne jede Rechnung die Möglichkeit gegeben, mit größtmöglicher Wirtschaftlichkeit zu konstruieren.

Der zweite Abschnitt behandelt kontinuierliche Systeme. Die Berechnung solcher Systeme ist sehr umständlich und zeitraubend; trotzdem wird wegen der geringeren Kosten diese Berechnung meist durchgeführt, also die nach den Bestimmungen zugelassene Formel $\frac{pl^2}{10}$

nicht angewendet.

Zur wesentlichen Vereinfachung dieser Rechnung sind für bestimmte Verhältnisse der Länge der einzelnen Felder zueinander — und zwar für Systeme auf 3 und auf 4 Stützen — Koeffizienten ausgerechnet, mit deren Hilfe leicht die negativen Stützmomente gefunden werden können. Nach deren Ermittlung können auf einer weiteren Zahlentafel die Maximalmomente unmittelbar abgelesen werden oder auch die Momente an jeder beliebigen Stelle des Feldes mittels einer sehr praktisch eingerichteten graphischen Tafel ermittelt werden.

Für den Fall, daß gleiche Feldweiten vorhanden sind,

ist für die hauptsächlich vorkommenden Nutzlasten eine Tabelle gegeben, aus der die zulässigen Spannweiten für die verschiedenen Decken sofort abgelesen werden können ($\sigma \leq 40 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_c = 1000 \text{ kg/qcm}$).

Teil II kann ebenso wie der I. Teil als Tabellen-nachschlagewerk aufs wärmste empfohlen werden.

Norddeutscher Baukalender 1909. 21. Jahrgang.

Teil I und II. Taschenbuch norddeutscher Baupreise.

Schweizer Druck- und Verlagshaus. Preis M 3,50.

Süddeutscher Baukalender 1909. 21. Jahrgang.

Teil I und II. Taschenbuch süddeutscher Baupreise.

Schweizer Druck- und Verlagshaus. Preis M 3,50.

Schon der Umstand, daß ein Baukalender wie der vorliegende im 21. Jahrgange erscheint, spricht für ihn; und wenn man das übersichtlich geschriebene Werkchen zur Hand nimmt, so wird man dem Schweizer Druck- und Verlagshause zu Zürich sowie den Verfassern, den Architekten Peringer und Rogler in Fürth bezw. Nürnberg, danken müssen, daß sie nach zweijähriger Pause mit dem Kalender, der sich zahlreiche Freunde erworben hatte, wieder an die Öffentlichkeit getreten sind. In neuem Gewande gegenüber den früheren Ausgaben erscheint der Abschnitt über Post- und Telegraphenordnung, desgl. über Elektrizität; neu aufgenommen sind die Leitsätze über Eisenbeton, ein Abschnitt, der zweckmäßig bei der in Aussicht genommenen gänzlichen Umarbeitung der nächsten Auflage eine erhebliche Erweiterung namentlich in bezug auf Konstruktionselemente sowie die Material- und Ausführungskosten erfahren dürfte. —

Der vorwiegend für den Gebrauch der Architekten verfaßte Kalender zeichnet sich durch die Mitteilung einer großen Anzahl von Preisangaben aller Art im Gebiete der Baukonstruktionen vorteilhaft aus, wie er überhaupt viel wissenswertes und in den Lehrbüchern verstreutes Material über die gebräuchlichsten Baustoffe zusammenstellt. Während namentlich Teil I diese Aufgabe löst, gibt Teil II in gedrängter Kürze, aber durchaus zweckmäßiger Weise die Grundzüge der für den Architekten wichtigeren Hilfswissenschaften und zwar aus dem Gebiete der Elementarmathematik, der Mechanik, namentlich aber der Festigkeitslehre und Statik, und zwar stets in Anlehnung an die bauliche Praxis. Eine größere Anzahl Tabellen erhöhen den Wert dieses Teiles.

Ferner sind noch Mitteilungen über Gründungsarbeiten, Heizung und Lüftung, landwirtschaftliche Baukunde, Raumgrößen, weiter Auszüge aus den für den Architekten wichtigeren Verordnungen, Gesetzen und maßgebenden Vereinbarungen angefügt, schließlich ein übersichtliches Kalendarium gegeben.

Der aus der Praxis heraus geschaffene Kalender sei den Männern der Praxis empfohlen! M. F.

O. Wawrziniok, Handbuch des Materialprüfungswesens für Maschinen- und Bauingenieure. 573 S. Verlag Julius Springer, Berlin. Preis geb. M 20,—.

Der Verfasser, der durch seine Tätigkeit als Adjunkt am dem Materialprüfungsamt in Dresden sich mit allen Gebieten des Materialprüfungswesens zu befassen hat, hat durch das Buch einem dringenden Bedürfnis abgeholfen und in kurzer Form alle auf das Materialprüfungswesen sich beziehenden Fragen zusammengestellt; es ist eine Art Enzyklopädie des Materialprüfungswesens. Besonders wertvoll ist dieses Handbuch für Studierende, auch für solche aus der Praxis, welche in eine für die modernen technischen Wissenschaften unentbehrlich gewordene Materie in leicht faßlicher Weise eingeführt werden können.

Nach einer kurzen Geschichte des Materialprüfungswesens und dessen Entwicklung, wobei der bahnbrechenden Tätigkeit von Männern wie Kirkaldy, Wöhler, Bauschinger, Bach, Föppl, Martens, Tetmajer u. a. gedacht wird, geht der Verfasser in eine Besprechung der Zwecke des Materialprüfungswesens ein. Für Materialprüfungen im allgemeinen geht der Verfasser hierbei von 5 Fragen aus: 1. Was soll geprüft werden? 2. Wie sind die Probestücke zu entnehmen? 3. Auf welche Ermittlungen soll sich eine planmäßige Prüfung erstrecken? 4. Wie soll die Prüfung durchgeführt werden? und 5. Welche Schlüsse können aus den Ergebnissen gezogen werden und wie kann man diese verwerten?

Das Materialprüfungswesen wird in folgenden 8 Abschnitten behandelt:

Erster Teil: Festigkeits- und Güteprüfung der Materialien mit besonderer Berücksichtigung der Metalle. In diesem Teil werden Zugversuche, Druck-, Biege-, Knick-, Scher-, Loch- und Verdrehungsversuche besprochen und zu jedem Versuch ein Beispiel durchgeführt; außerdem werden Stoßversuche, Dauerproben und Härteversuche eingehend behandelt. Ein besonderes Kapitel ist den technologischen Proben gewidmet, und unter besonderen Versuchen wird die Prüfung von Stahlkugeln, Riemen, Seilen und Ketten besprochen.

Im zweiten Teil werden die Materialprüfungsmaschinen besprochen, geordnet nach den bedeutendsten Maschinenfabriken, welche diese herstellen. Der dritte Teil enthält eine genaue Beschreibung der verschiedenen Meßinstrumente. Der vierte und fünfte Teil enthält die Prüfungsarten von Baustoffen und Bauteilen, unter den letzteren ist besonders bemerkenswert das Kapitel über Beton und Eisenbeton, welches ja in einem modernen Buch über Materialprüfungswesen nicht fehlen darf. Anschließend daran werden die Vorgänge bei Brandversuchen besprochen. Den Schluß bilden ein Kapitel über die Grundzüge der Metallographie und ein Anhang über mikroskopische Gefügeuntersuchung des schmiedbaren Eisens.

Dies ist eine kurze Übersicht über den Inhalt des mit Sachkenntnis und mit großem Fleiß zusammengestellten Handbuches, das ein gutes Nachschlagewerk des gesamten Materialprüfungswesens ist. Die Ausstattung des Buches läßt nichts zu wünschen übrig, und es ist zu erwarten, daß das Buch besonders bei Eisenbetonfachleuten, welche auf Material- und Konstruktionsuntersuchungen angewiesen sind, zahlreiche Freunde findet.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Wehnert, Zusammengesetzte Festigkeitslehre. 224 S. Mit 221 in den Text gedruckten Figuren. Verlag J. Springer, Berlin. Preis geb. M 7,—.

P. Weiske, Dr.-Ing. „Profilbuch der Eisenbetonträger“, bearb. auf Grundlage der amtlichen Bestimmungen vom 24. Mai 1907. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin 1908, 46 S. mit Abb. und Tabellen. Preis geb. M 3,—.

Doktordissertationen.

Dr.-Ing. K. Heintzel, Berechnung der Einsenkung von Eisenbetonplatten und Plattenbalken. 46 S., 37 Fig. Verlag Springer, Berlin. Preis geb. M 2,60.

Dr.-Ing. R. Müller, Neue Versuche an Eisenbetonbalken über die Lage und das Wandern der Nulllinie und die Verbiegung der Querschnitte. Versuche über reine Haftfestigkeit. 87 S. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Preis geb. M 7,50.

Neue Kalender.

Allgemeiner Baukalender 1909. I. und II. Teil. Herausgegeben von der allgemeinen Rundschau der Bauindustrie. Verlag Stückrath & Co., Spandau, Berlin N. 24. Preis M 3,—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.